Revista Internacional de
**Ingeniería
de Estructuras**

Vol. 26, 2, 199-284 (2021)

NEW FUNCTIONS OF CEINCI-LAB FOR THE ANALYSIS AND DESIGN OF STEEL FRAME WITH CONCENTRIC BRACING

Brian Cagua[(1)], Roberto Aguiar[(2,3)], Julia Pilatasig[(1)]

[(1)]Maestría en Estructuras. Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE. bjcagua@espe.edu.ec
jepilatasig3@espe.edu.ec
[(2)]Profesor. Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción. Universidad de Fuerzas Amadas ESPE. Av. Gral. Rumiñahui s/n, Valle de los Chillos. rraguiar@espe.edu.ec
[(3)]Carrera de Ingeniería Civil. Facultad de Ingeniería. Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí ULEAM.

Received: January 2021. Accepted: May 2021
Published: May 2021

ABSTRACT

The analysis and design methodology of a steel frame is presented, which includes concentric diagonals in the shape of an inverted V (Chevron) and a multi-story X shape. The CEINCI-LAB Computer System is used and a detailed explanation of the new functions is presented. These functions allow the user to perform seismic and static analysis step by step, understanding the way in which the calculations are carried out, both from the properties of the structure such as mass and stiffness to the design of each element of the gantry.

In this article the pre-design of a steel frame with concentric diagonals is presented, later the seismic analysis is carried out to obtain displacements, drifts and floor shear. In addition, the stability of the structure against overturning is verified. A static analysis is carried out with the states and load combinations of the Ecuadorian Construction Standard 2015 (NEC-15), this allows defining the demand "D" in the elements. The capacity "C" of elements is calculated and the relationship "D / C" is presented graphically so that the user can verify that this factor is less than 1. Finally, the analysis by capacity of the structure is carried out to define the design.

In the structuring of steel frames with concentric diagonals, the capacity design consists of designing the beams and columns based on the expected resistance in the braces, considering two cases, the first is when the braces develop their maximum tensile and compression capacity and the second is when the compression braces lose their capacity due to buckling and there is a maximum residual strength of 30% of their compressive strength. The earthquake resistant design philosophy of this structural system states that the damage during a seismic event should be concentrated in the struts, then in the beams and avoid the damage in the columns. This translates into strong diagonal to withstand the stresses, stronger beams to control the forces developed in the diagonals and finally much stronger columns to take care of the overall stability of the structure.

keywords: CEINCI-LAB Computer System. Seismic Analysis. Static Analysis. Steel structures. NEC - 15.

http://dx.doi.org/10.24133/riie.v26i2.2044

NUEVAS FUNCIONES DE CEINCI-LAB PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE PÓRTICOS DE ACERO CON ARRIOSTRAMIENTOS CONCÉNTRICOS

RESUMEN

Se presenta la metodología de análisis y diseño de un pórtico de acero en el cual se incluye diagonales concéntricas en forma de V invertida (Chevrón) y en X de múltiples pisos. Se utiliza el Sistema de Computación ***CEINCI-LAB*** y se presenta una explicación detallada de las nuevas funciones. Estas funciones permiten al usuario realizar análisis sísmico y estático paso a paso, entendiendo la forma en la que se realizan los cálculos, tanto de las propiedades de la estructura como son masa y rigidez hasta el diseño de cada elemento del pórtico.

En este artículo se presenta el prediseño de un pórtico de acero con diagonales concéntricas, posteriormente se realiza el análisis sísmico para obtener desplazamientos, derivas y cortante de piso. Además, se verifica la estabilidad de la estructura ante volteo. Se realiza un análisis estático con los estados y combinaciones de carga de la Norma Ecuatoriana de Construcción 2015 (NEC-15), esto permite definir la demanda “D” en los elementos. Se calcula la capacidad “C” de elementos y se presenta de manera gráfica la relación “D/C” para que el usuario pueda verificar que este factor sea menor a 1. Finalmente se realiza el análisis por capacidad de la estructura para definir el diseño.

En la estructuración de pórticos de acero con diagonales concéntricas el diseño por capacidad consiste en diseñar las vigas y columnas en función de la resistencia esperada en las riostras, considerando dos casos, el primero es cuando las riostras desarrollan su máxima capacidad a tracción y compresión y el segundo es cuando las riostras en compresión pierden su capacidad debido a pandeo y se tiene una resistencia residual máxima del 30% de su resistencia a compresión. La filosofía de diseño sismo resistente de este sistema estructural manifiesta que se debe concentrar el daño durante un evento sísmico en las riostras, posteriormente en vigas y evitar el daño en las columnas. Esto se traduce en diagonal fuerte para soportar las solicitaciones, vigas más fuertes para controlar las fuerzas desarrolladas en las diagonales y finalmente columnas mucho más fuertes para cuidar la estabilidad global de la estructura.

Palabras Claves: Sistema de computación ***CEINCI-LAB***. Análisis Sísmico. Análisis Estático. Estructuras de Acero. NEC – 15.

1. INTRODUCCIÓN

Las construcciones de acero conformadas por vigas y columnas sin elementos de arriostramiento son flexibles y en el terremoto de Pedernales de 2016 (Mw=7.8) algunas de ellas que fueron bien diseñadas, como la indicada en la parte superior de la figura 1, tuvieron buen desempeño sísmico en elementos estructurales ya que trabajaron en el rango elástico.

Al observar la fotografía superior de la figura 1, parece que se tratará de una estructura de hormigón armado ya que construyen en acero y después los elementos cuyas secciones son en forma de "I" son recubiertos con hormigón; de tal manera que parecen estructuras de hormigón armado, pero al observar las pequeñas dimensiones de las columnas para un edificio de mediana altura se concluye que son de acero.



Figura 1 Estructura de acero en Manta; en la parte superior un edificio construido antes del terremoto de Pedernales; en la parte inferior una estructura construida después del terremoto de 2016.

Varios bloques estructurales, similares al indicado en la fotografía superior de la figura 1, se construyeron con características similares para vivienda; estaban a punto de ser entregados a sus dueños, pero no se lo hizo por el terremoto del 16 de abril de 2016, que generó un daño entre moderado y extensivo en la mampostería.

Estos bloques estructurales se comportaron conforme a la filosofía de diseño de las normativas sísmicas que ante un terremoto se permite algún daño en los elementos estructurales y también en la mampostería. Pero este daño que se generó en el terremoto de 2016, hasta la fecha 2021, todavía no ha sido reparado generándose un problema social y económico entre el constructor y los propietarios.

Con este antecedente, después el terremoto de 2016, en Manabí se han construido estructuras de acero con diagonales concéntricas como la indicada en la fotografía inferior de la figura 1. Es una estructura de acero con diagonales en forma de V invertida que se han colocado en los dos primeros pisos, de esta manera se tienen estructuras más rígidas que se van a comportar mejor en futuros sismos.

No es el objetivo del artículo analizar las estructuras de la figura 1, lo único que se pretende es mostrar que en algunos proyectistas estructurales ha habido un cambió y hoy se construyen estructuras más rígidas con la incorporación de arriostramientos.

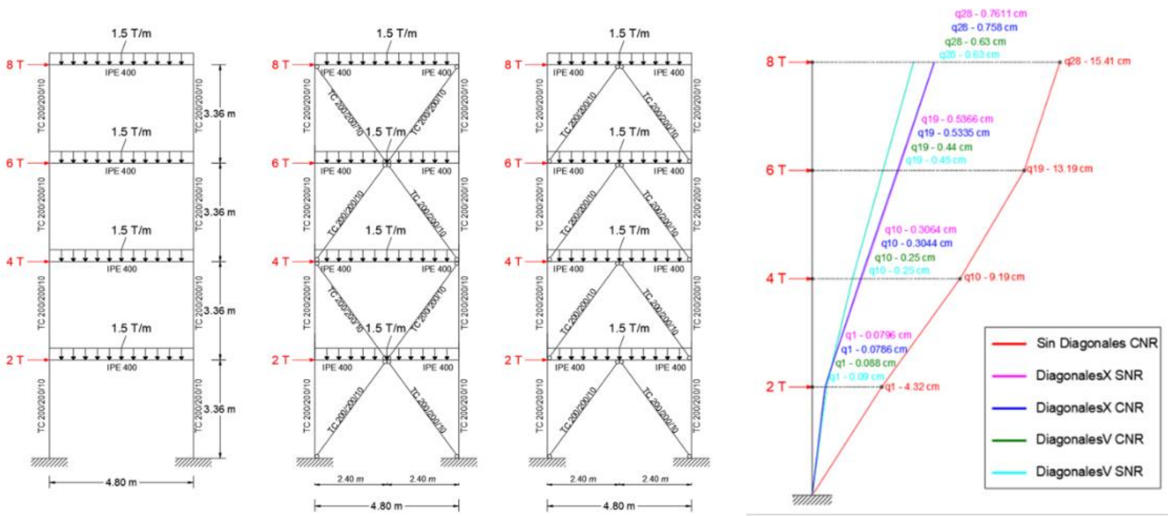


Figura 2 Diferentes tipologías estructurales de estructura de acero y respuesta en desplazamientos. Aguiar (2020).

Con el propósito de ver como las estructuras con contravientos rigidizan notablemente a una estructura, a la izquierda de la figura 2, se tiene un pórtico de acero conformado por una viga IPE 400 y columnas tubulares TC 200/200/10 mm, sometido a cargas laterales y verticales, las mismas que se mantienen para el marco plano con diagonales en forma de “X” que suben dos pisos y para diagonales en forma de V invertida, que se indica en las dos siguientes figuras; las diagonales son de 200/200/10 mm,.

Para el análisis se consideró que el Pórtico sin arriostrar tiene nudo rígido (con conexión precalificada) y para las otras dos estructuras se analiza con y sin nudo rígido (con y sin conexión precalificada). Para identificarlas a la primera se la define como "Sin diagonales CNR" y a la siguientes: "Diagonales X SNR" "Diagonales en X CNR" y a la última "Diagonales V SNR" y "Diagonales V CNR".

El cálculo que se realizó es estático con tres grados de libertad por nudo, los desplazamientos laterales de los pisos corresponden a los grados de libertad: 1, 10, 19 y 28. Para la estructura sin diagonales el desplazamiento lateral máximo en el tope es de 15.41 cm, en cambio para las estructuras con diagonales concéntricas el desplazamiento lateral máximo es menor a 1 cm., para visualizar los resultados no se han colocado en la misma escala.

Lo cierto es que con diagonales se rigidiza notablemente la estructura, pero no es cuestión de colocarlas así porque sí, ya que existen disposiciones especiales para el diseño de la viga que se encuentra sobre las diagonales, tema que se analiza con detenimiento en este artículo.

2. REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS CON DIAGONALES

En el terremoto de Pedernales de 2016 (Mw=7.8) algunas estructuras fueron muy dañadas, una de ellas es el ex parqueadero de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí ULEAM, que tuvo una deriva de piso cercana al 2%; es importante este dato para que el lector tenga idea de cómo quedan las estructuras que cumple la deriva de piso máxima estipulada en la NEC-15.

La estructura del parqueadero tiene 4 pisos fue diseña con el criterio de viga fuerte- columna débil, contrario a lo estipulado en las normativas sísmicas; las vigas son de 40/80 cm, y las columnas de 40/65 cm, aunque hay columnas de 40/55 cm; la losa es alivianada de 30 cm, de peralte.

Todas las columnas presentaron daño, pero parecía que una persona con un lápiz había rayado en las cabeza y pie de columnas, a simple vista daba la impresión de que el daño es a nivel de enlucido, nada más lejos de la realidad cuando se realizó la preparación de superficie para la colocación de resina epóxica se evidencio que el daño era mayor al que se había previsto.

Al colocar las inyecciones de resina por una de las caras, este atravesaba la sección de la columna y el material salía por la cara opuesta o las adyacentes con lo que se demostraba que el daño era considerable, se colocó fibra de carbona sikawrap 600, en todas las columnas lo que se observa en la fotografía de la parte superior de la figura 2. Se aprecia también que se ha colocado diagonales de acero tubulares TC 200/200/20 mm, en forma de V invertida, para darle más rigidez al piso.

Se reforzó con diagonales concéntricas en forma de "V" invertida porque las vigas de hormigón armado tienen 80 cm, de peralte y 20 cm, de base. En consecuencia, no tendrá problema, si en un terremoto una de las diagonales que trabaja a compresión ingresa al rango no lineal; de este tema se va a hablar posteriormente en este artículo. Aguiar y Del Castillo (2018)



Figura 3 Reforzamiento sísmico del parqueadero de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, ULEAM. En la parte superior se presenta una vista de las diagonales en forma de V invertida colocadas en la planta baja; en la parte inferior panorámica de la estructura reforzada con disipadores de energía sobre diagonales, del segundo al cuarto piso.

Se reforzó la cimentación de la estructura por la colocación de las diagonales concéntricas en el primer piso. Además, en todas las columnas en pie de columna, se colocó un collarín de acero (ver fotografía superior de figura 2) para tener mayor capacidad.

Con los contravientos concéntricos el primer piso se desplaza muy poco lateralmente, pero del segundo al cuarto piso los desplazamientos laterales eran altos por lo que se decidió colocar disipadores de energía TADAS sobre diagonales, con esto se rigidiza un poco la estructura y se le da más amortiguamiento a la estructura. Del segundo al cuarto piso no se colocó solo diagonales porque implicaba el reforzamiento de los nudos.

En el eje central en el sentido paralelo a las fotografías se tenía el problema de columna corta (debido a que se tienen losas a diferente altura en un mismo piso) por lo que en esos sitios hubo un daño muy considerable; estas columnas fueron encamisadas con acero y se creó un muro de hormigón armado con lo que se eliminó el problema de columna corta. Aguiar y Del Castillo (2018).

Se trajo a colación este reforzamiento, para indicar que no siempre se puede reforzar una estructura con diagonales de acero en forma de “V” cuando la viga a la que llegan las diagonales, tiene pequeñas dimensiones y en un sismo la diagonal que experimenta gran daño a compresión tiende a votar a la viga de acero.

3. DISEÑO DE PÓRTICOS A MOMENTO CON CEINCI-LAB

La metodología de prediseño, análisis y diseño de pórticos de acero a momento se detalla en el artículo de Cagua et al. (2021). En este apartado se presentará un resumen de los aspectos principales que son la pauta para el análisis y diseño de pórticos de estructuras de acero con arriostramientos concéntricos.

En estructuras de acero un efecto importante a tomar en cuenta es el pandeo, es decir la inestabilidad elástica que puede darse en elementos comprimidos, en especial cuando sus elementos son esbeltos. Este fenómeno limita que el elemento pueda desarrollar su máxima capacidad para resistir solicitaciones externas.

La expresión matemática para el cálculo de la capacidad axial se muestra en la ecuación 1, donde el esfuerzo crítico de Euler **Fcr** se puede calcular con la ecuación 4 dependiendo del esfuerzo critico de Euler en la ecuación 3, la capacidad axial se relaciona con la relación de esbeltez del elemento $\boldsymbol{\lambda}$ representado en la ecuación 2, a su vez depende del factor de longitud efectiva **K**, la longitud **L** y radio de giro **r**. Las variables **Ag** representa el área transversal de la sección, **Es** es el módulo de espasticidad del material y **Fy** es el esfuerzo de fluencia.

$$P_n = F_{cr} * A_g \tag{1}$$

$$\lambda = \frac{k \cdot L}{r} \tag{2}$$

$$Fcr_{EULER} = \frac{\pi^2 \cdot Es}{\left(\frac{K \cdot L}{r}\right)^2} \tag{3}$$

$$Fcr_{EULER} < 0.44 \cdot Fy \rightarrow Fcr = 0.877 * Fcr_{EULER} \tag{4}$$

$$Fcr_{EULER} \geq 0.44 \cdot Fy \rightarrow Fcr = 0.658^{\frac{Fy}{Fcr_{EULER}}} * Fy$$

Para calcular el factor de longitud efectiva K de columnas se utiliza la expresión 5, esto es válido en pórticos a momento sin arriostramientos, donde los factores GA y GB se relacionan con las condiciones de borde del elemento en la parte superior e inferior, estos a su vez se pueden determinar con la ecuación 6.

$$k = \sqrt{\frac{1.6 \cdot G_A \cdot G_B + 4 \cdot (G_A + G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}} \tag{5}$$

$$G = \frac{\sum \left(\frac{E \cdot I}{L}\right)_c}{\sum \left(\frac{E \cdot I}{L}\right)_b} \tag{6}$$

Donde **I** es la inercia de la sección en sentido x-x; **L** es la longitud del elemento; los subíndices c y b se refieren a columnas y vigas respectivamente. Si el extremo de la columna tiene un apoyo articulado entonces se puede tomar un valor de **G = 10**, si tiene un empotramiento **G = 1** en ese borde.

La capacidad nominal a corte ($\boldsymbol{Vn}$) se determina con la ecuación 7.

$$Vn = 0.6 \cdot Fy \cdot Aw \cdot Cv_1 \tag{7}$$

Donde $\boldsymbol{Aw}$ es el área del elemento que resiste el corte, en perfiles tipo I se asume que Aw es el área del alma y se calcula con la ecuación 8; $\boldsymbol{Cv_1}$ es un factor debido a la resistencia del corte y se determina con la ecuación 9.

$$Aw = (d - 2 \cdot tf) \cdot tw \tag{8}$$

- *Cuando* $\frac{h}{tw} \leq 1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{Fy}}$

$$Cv_1 = 1$$

- *Caso contrario*

$$Cv_1 = \frac{1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{Fy}}}{h/tw} \tag{9}$$

El valor de la variable $\boldsymbol{kv}$ depende de la existencia de rigidizadores transversales; si no se tiene estos elementos entonces $\boldsymbol{kv = 5.34}$ que es el caso conservador con el que se calcula en ***CEINCI-LAB***. Cuando existan rigidizadores transversales entonces $\boldsymbol{kv}$ se debe calcular con la ecuación 10.

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \qquad (10)$$

$$k_v = 5.34 \quad \text{cuando} \quad \frac{a}{h} > 3.0$$

Donde **a** es la distancia libre entre rigidizadores.

La capacidad a flexión de una sección I con doble simetría y compacta se puede determinar con la ecuación 11.

$$Mn = \begin{cases} Mp = Fy \cdot Z_x & Cuando\ L_b < L_p \\ Cb \cdot \left[Mp - (Mp - 0.7 \cdot Fy \cdot Sx) \cdot \left(\frac{Lb - Lp}{Lr - Lp}\right)\right] \leq Mp & Cuando\ \ Lp < Lb \leq Lr \\ Fcr \cdot Sx \leq Mp & Cuando\ Lb > Lr \end{cases} \qquad (11)$$

Donde **Cb** es el factor de modificación por pandeo lateral-torsional para diagramas de momento no uniformes y **Fcr** es un esfuerzo crítico reducido para flexión, las expresiones matemáticas para calcular estos valores se encuentran en el capítulo F del AISC 360 -16.

Las longitudes **Lp**, **Lr** se pueden calcular con las ecuaciones 12 y 13.

$$Lp = 1.76 \cdot ry \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}} \qquad (12)$$

$$Lr = 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot Fy} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot Fy}{E}\right)^2}} \qquad (13)$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{Iy \cdot C_w}}{Sx} \qquad (14)$$

Para secciones H con doble simetría y alas rectangulares entonces:

$$C_w = \frac{Iy \cdot h_o^2}{4} \qquad (15)$$

Donde $\boldsymbol{ry}$ es el radio de giro de la sección respecto al eje y-y, en este caso corresponde al eje débil de las secciones I; **J**, es la constante torsional de la sección; **Sx** es el módulo elástico de la sección respecto al eje x-x; Para secciones I con simetría $\boldsymbol{c = 1}$. **ho** es la distancia entre los centroides de los patines.

En **CEINCI-LAB** se considera análisis en el plano y para la capacidad a flexión se utiliza la ecuación 16 que corresponde a la expresión 11 cuando $L_b < L_p$, es decir que se limita a tener una longitud no arriostrada del elemento Lb menor a Lp. Para considerar que todas las fibras de la sección pueden plastificar se debe asegurar que el material tenga esa capacidad (utilizar acero con un comportamiento dúctil y evitar acero con comportamientos frágiles), además la

sección debe evitar pandeo local y ello se relaciona con la compacidad de los elementos, en la normativa se indica que la sección de miembros en pórticos a momento que resisten cargas laterales deben ser catalogados como altamente dúctiles según AISC 341 en la tabla D1.1, además se debe arriostrar los elementos con una longitud Lb menor que la indicada en la ecuación 17.

$$Mn = Mp = Fy \cdot Z_x \tag{16}$$

$$Lb = 0.095 \cdot ry \cdot \frac{E}{Ry \cdot Fy} \tag{17}$$

CEINCI-LAB permite calcular todos estos parámetros y que el usuario sea el responsable del diseño, en base a estas hipótesis se debe revisar en planos que se cumplan con arriostramientos, detallamiento y especificaciones adecuadas.

Hasta este punto se realiza un resumen de las ecuaciones para el cálculo de la capacidad axial, a corte y flexión de los elementos. Para la demanda se debe realizar un análisis sísmico para obtener fuerzas laterales, también un análisis estático para obtener acciones internas en los elementos aplicando estados de carga de fuerzas gravitacionales como son muerta y viva y sismo, e incluso obtener las solicitaciones con el sismo considerando el efecto de la sobre resistencia $\boldsymbol{\Omega}$.

Como se indica en Cagua et al. 2021 para la comprobación de la demanda versus la capacidad de los elementos, en base a la metodología de Factores de Carga y Resistencia (LRFD por sus siglas en inglés, Load and Resistance Factor Design) se debe cumplir que:

$$\emptyset \cdot R_n \geq \sum \gamma_i \cdot Q_i = Q_u \tag{18}$$

Donde ∅ son factores de reducción de la capacidad nominal **Rn**; $\boldsymbol{\gamma_i}$ son factores que amplifican los efectos de las cargas; $\boldsymbol{Q_i}$ corresponde a las cargas aplicadas; $\boldsymbol{Q_u}$, es la carga última o efecto en los elementos con las solicitaciones amplificadas.

La capacidad axial y a flexión calculadas son valores máximos que pueden resistir los elementos, sin embargo, ambos efectos se encuentran interrelacionados y la capacidad de los elementos debe comprobarse a flexo-axial con base en las ecuaciones 19 y 20.

$$Para \quad \frac{Pu}{\emptyset \cdot Pn} \geq 0.2 \quad \rightarrow \quad \frac{Pu}{\emptyset \cdot Pn} + \frac{8}{9} \cdot \frac{Mu}{\emptyset \cdot Mn} \leq 1 \tag{19}$$

$$Para \quad \frac{Pu}{\emptyset \cdot Pn} < 0.2 \quad \rightarrow \quad \frac{Pu}{2 \cdot \emptyset \cdot Pn} + \frac{Mu}{\emptyset \cdot Mn} \leq 1 \tag{20}$$

El diseño sismo resistente de estructuras tradicional se base en la filosofía de resistir cargas sin comprometer la estabilidad e integridad de la estructura, en

caso de un sismo de diseño o con un efecto superior a este se permite el daño en ciertas zonas o elementos que permitan disipar la energía con mecanismos estables de formación de daño, esto en pórticos a momento se traduce en la formación de rótulas plásticas en vigas, cuidando las columnas. Matemáticamente este principio se expresa en la ecuación 21, esto se base en el diseño por capacidad esperando que las columnas sean mucho más fuertes que las vigas.

$$\frac{\sum M\dot{p}v}{\sum M\dot{p}c} \leq 1.0 \quad (21)$$

$$\sum M\dot{p}c = \sum Zcol \cdot \left(Fy - \frac{Puc}{Ag}\right) \quad (22)$$

$$\sum M\dot{p}v = \sum \left(1.1 \cdot Ry \cdot Fy \cdot Zviga + Mu_{viga}\right) \quad (23)$$

Donde $\sum M\dot{p}c$ es la sumatoria de los momentos plásticos nominales de las columnas que llegan a la junta; $\sum M\dot{p}v$ es la sumatoria de los momentos plásticos nominales de las vigas que llegan a la junta. $\boldsymbol{Zcol}$ y $\boldsymbol{Zviga}$ son los módulos plásticos de las columnas y vigas. $\boldsymbol{Puc}$ es la carga axial requerida para la columna usando las combinaciones de carga para columnas (se debe incluir la sobre resistencia); $\boldsymbol{Ag}$ es el área bruta de la sección; $\boldsymbol{Ry}$, es el factor de esfuerzo de fluencia probable (para A36 este valor es 1.3 acorde a la NEC-SE-AC 2015) y $\boldsymbol{Mu_{viga}}$ es el momento adicional basado en las combinaciones de carga (producido por la fuerza de corte localizado en la zona donde probablemente se tendrá la articulación plástica multiplicado por la distancia hasta la junta o nudo).

Los autores Cagua et al. en el artículo de referencia realizan el diseño de un pórtico de 3 vanos y 4 pisos como se muestra en la figura 4, desde la etapa de prediseño de elementos, se ilustra una metodología analítica para obtener secciones de vigas y columnas de manera preliminar. Posteriormente se realiza el análisis sísmico con el espectro de diseño de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015, se obtiene fuerzas laterales, desplazamientos y derivas, se comprueba que las derivas en todos los pisos sean inferiores al límite del 2%, además se verifica que el índice de estabilidad es inferior a 0.1, esto permite evaluar que la estructura en diseño no es susceptible a volteo.

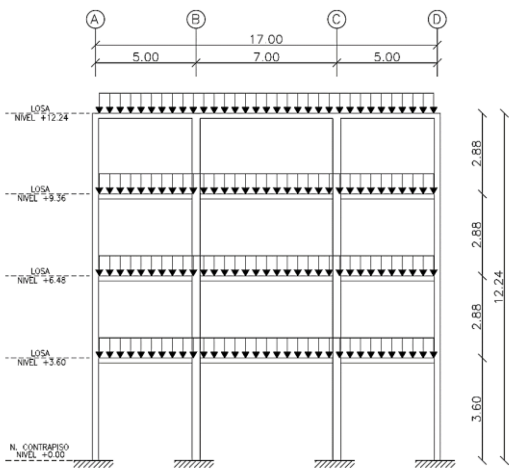


Figura 4 Geometría del pórtico a momento

4. DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO DE PÓRTICOS CON ARRIOSTRAMIENTOS CONCÉNTRICOS

Los pórticos con arriostramientos concéntricos (CBF), son aquellos en los que sus líneas de acción se interceptan en un punto, pueden estar colocadas en forma de X, V y V invertida. Estas diagonales pueden formar parte del sistema resistente a cargas laterales solas o combinadas en el pórtico (ver figura 5).

Se caracterizan por ser sistemas de columnas, vigas y los arriostramientos concéntricos, además involucran al sistema en el desarrollo de deformaciones y fuerzas axiales significativas.

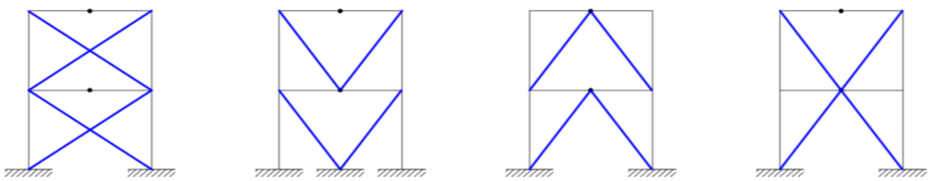


Figura 5 Pórticos con diagonales concéntricas

A continuación, se presentan requisitos mínimos a considerar para que el sistema estructural cumpla las hipótesis de diseño que, conforme al reglamento de Construcciones del Distrito Federal RCDF (2004), el diseño debe contemplar un sistema de, columna fuerte, viga débil y arriostramiento más débil. Esto en realidad es generar un análisis y diseño para dimensionar las riostras para solicitaciones externas, que son cargas gravitacionales y laterales, posteriormente se emplea el diseño por capacidad y se dimensionan vigas para que sean más fuertes que las riostras y finalmente columnas con una capacidad superior a la de las vigas. Además, algunas recomendaciones mencionan que el sistema del pórtico sin las diagonales debe tener la capacidad de resistir por sí solo, el 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.

Adicionalmente, siguiendo los principios de diseño por capacidad, la

En cuanto al análisis de este tipo de sistemas, el cálculo de la resistencia de sus elementos (columnas, vigas y conexiones) deben realizarse bajo las combinaciones de carga especificadas en la NEC-SE-CG, la demanda sísmica en las columnas, vigas y conexiones se debe obtener con base en la capacidad esperada de la diagonal; en el caso de los arriostramientos diagonales se debe considerar ambas direcciones del sismo aplicadas a los pórticos y el mayor efecto entre 3 principios; estos son:

i. Todos los arriostramientos resisten las fuerzas esperadas en compresión y tracción;
ii. Todos los arriostramientos resisten las fuerzas esperadas en tracción y en compresión las fuerzas esperadas después del pandeo;
iii. Para pórticos arriostrados de varios niveles se considera análisis que representan la fluencia progresiva y el pandeo desde el nivel más débil al más fuerte.

La resistencia esperada en el arriostramiento a tracción $\boldsymbol{F_T}$ se puede obtener con la ecuación 24, además la resistencia esperada del arriostramiento en compresión $\boldsymbol{F_C}$ debe ser la menor entre los valores resultantes de la expresión 25. Para determinar la resistencia esperada del arriostramiento posterior al pandeo $\boldsymbol{F_{CP}}$ se tomará como un máximo de 0.3 veces la resistencia esperada del arriostramiento en compresión como se indica en la ecuación 26.

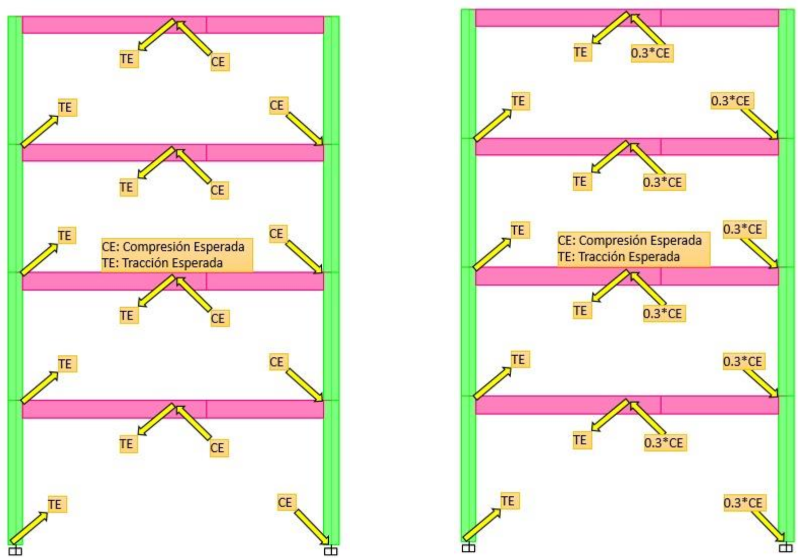
$$F_T = R_y \cdot F_y \cdot A_g \tag{24}$$

$$F_C = min \begin{cases} R_y \cdot F_y \cdot A_g \\ \dfrac{1}{0.877} \cdot F_{cr} \cdot A_g \end{cases} \tag{25}$$

$$F_{CP} = 0.3 \cdot F_C \tag{26}$$

Para calcula F_{cr} se debe utilizar $R_y \cdot F_y$ en lugar de F_y en la ecuación 4.

Lo indicado anteriormente se denomina caso i y caso ii del diseño por capacidad en pórticos con arriostramiento concéntricos, esto se puede apreciar de forma gráfica en las figuras 6 a y 6 b donde CE corresponde a la compresión esperada y TE tracción esperada de las riostras, en este caso se asumen que el sismo se aplica de izquierda a derecha y cuando es en dirección opuesta entonces las riostras en tracción se encontraran trabajando en compresión y viceversa, se debe realizar el análisis en ambas direcciones.



(a) (b)

Figura 6 a) Aplicación de máximas fuerzas esperadas debido a la capacidad de las diagonales (caso i); b) Aplicación de fuerza esperada a tracción y fuerza esperada a compresión posterior al pandeo (caso ii).

Debido a que las fuerzas de tracción y compresión esperadas son valores numéricos distintos entonces en el nudo puede existir un desbalance de fuerzas, esto implica una componente horizontal y una componente vertical que actúan en la viga y que producirán acciones internas axial, corte y flexión en la viga y en la columna. La fuerza vertical resultante del desbalance de fuerzas se denomina PUN como se muestra en la figura 7.

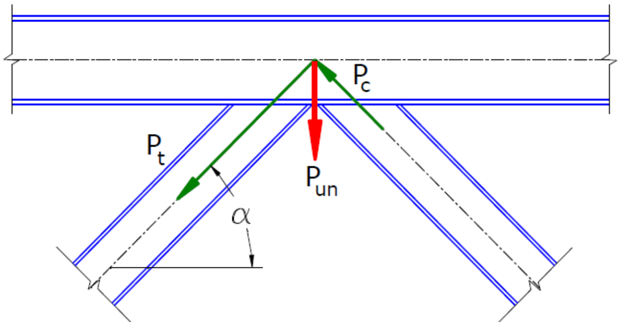
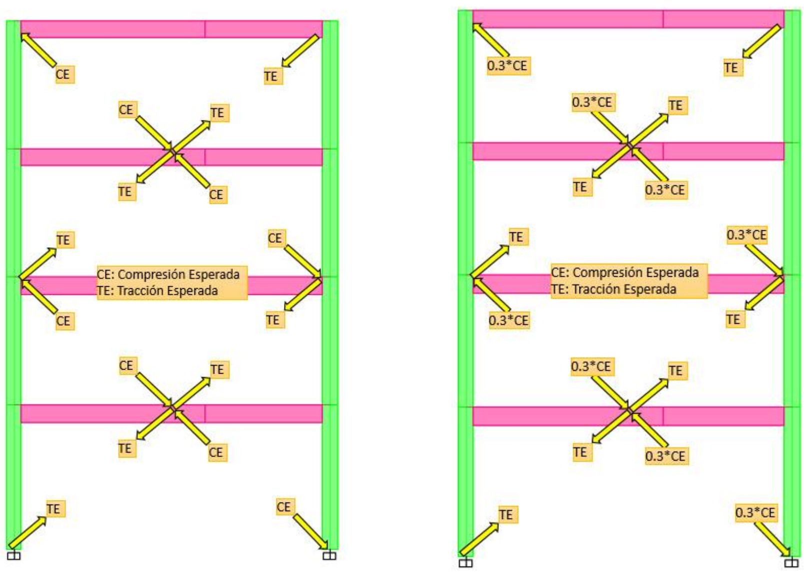


Figura 7 Fuerza Pun resultante del desbalance de fuerzas en el nudo debido a las fuerzas de tracción y compresión. Fuente: Crisafulli (2014).

Estos casos de análisis se aplican para cualquier configuración de pórticos concéntricos, por ejemplo, en X de múltiples pisos se tiene el escenario de la figura 8 a y 8 b para el caso i y ii del diseño por capacidad, nuevamente en la aplicación del sismo de izquierda a derecha.



(a) (b)

Figura 8 a) Aplicación de máximas fuerzas esperadas debido a la capacidad de las diagonales (caso i); b) Aplicación de fuerza esperada a tracción y fuerza esperada a compresión posterior al pandeo (caso ii).

Al analizar las configuraciones en V invertida y en X de múltiples pisos, presentadas en las figuras 6 y 8, considerando que todas las diagonales son de la misma sección y longitud se puede manifestar que el efecto del desbalance en el nudo de convergencia de las diagonales es más crítico en el caso de la configuración en V invertida, esto se podrá analizar con más detalle posteriormente.

El caso iii, donde se analiza la fluencia y el pandeo progresivo de las diagonales en los diferentes pisos de un pórtico es más complejo de realizar debido a que se requiere evaluar la secuencia de falla de las riostras y para ello se debe emplear análisis no lineales.

Es importante mencionar que la fuerza lateral debe ser resistida en al menos el 30% pero no más del 70% por los arriostramientos en tracción a menos que la resistencia a compresión sea mayor a la resistencia requerida bajo las combinaciones de cargas que incluyen la carga sísmica con sobre resistencia (AISC 341, 2016).

Las vigas, columnas y arriostramientos deben cumplir con requisitos de elementos altamente dúctiles de la sección D1.1 en el AISC 341.

4.1. Requisitos para Vigas.

En las vigas se debe evitar cambios importantes o abruptos en la sección transversal en las zonas donde posiblemente se pueden formar de articulaciones plásticas durante un comportamiento inelástico. Además, las vigas que son interceptadas por diagonales deben cumplir con:

a. Ser continuas entre columnas.
b. Garantizar que el tengan la resistencia adecuada para soportar los efectos de todas las cargas gravitacionales, muertas y vivas (con las combinaciones de cargas respectivas), asumiendo que no se tiene riostras.
c. Tener un diseño adecuado que permita resistir los efectos de las cargas gravitacionales, muertas y vivas, más el efecto de las cargas aplicada por la resistencia esperada de las diagonales (caso i y ii del diseño por capacidad).
d. Los patines de las vigas deben arriostrarse lateralmente o en su defecto la sección transversal de la viga debe estar arriostrada para evitar pandeo lateral torsional.

4.2. Requisitos para Columnas.

Se recomienda que todas las columnas del pórtico sean continuas en al menos dos entrepisos, además tener sección transversal constante sin cambios abruptos importantes y se recomienda una relación de esbeltez máxima de 60 (Tapia y Colunga, 2013). Las columnas adyacentes a los vanos con arriostramientos deben:

a. Tener una resistencia a flexión mínima de $\mathbf{0.2 \cdot Z \cdot F_y}$ en combinación con la carga axial calculada en el análisis.

b. Soportar una carga axial asociada con las cargas gravitacionales, incluyendo las combinaciones de cargas respectivas, más el efecto de carga axial que deberá resistir debido a la plastificación de los arriostramientos en pandeo por compresión o fluencia por tracción como se muestra en la figura 9 (caso i y ii del diseño por capacidad).

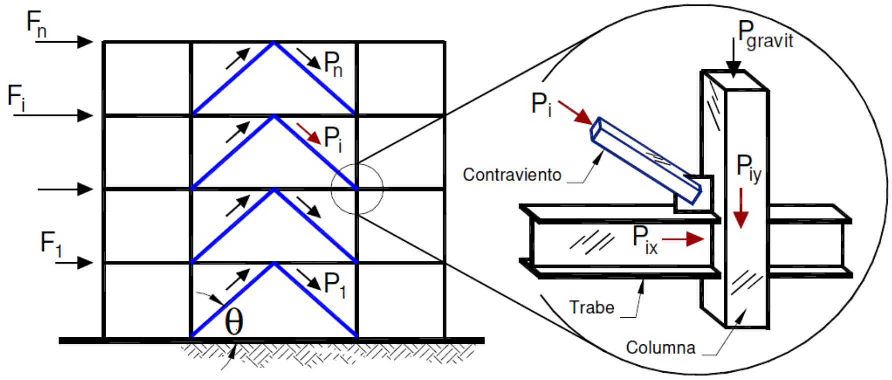


Figura 9 Demandas por carga axial de la riostra en la conexión. Tomado de: Tapia y Martínez (2017).

4.3. Requisitos de las riostras

Los arriostramientos deben cumplir una relación de esbeltez tal que la relación entre la longitud efectiva del arriostramiento L_c y el radio de giro mínimo r tengan un valor menor o igual a 200, tal como se muestra en la ecuación 27.

$$\frac{L_c}{r} \leq 200 \tag{27}$$

La longitud efectiva de la diagonal L_c se puede calcular como $K \cdot L$, siendo L la longitud entre ejes como se muestra en la figura 10a, en investigaciones se ha calibrado el factor de K para con un valor promedio de 0.787 como se indica en la figura 10b. Para el análisis en CEINCI-LAB se ha programado las diagonales con un factor $K = 0.75$.

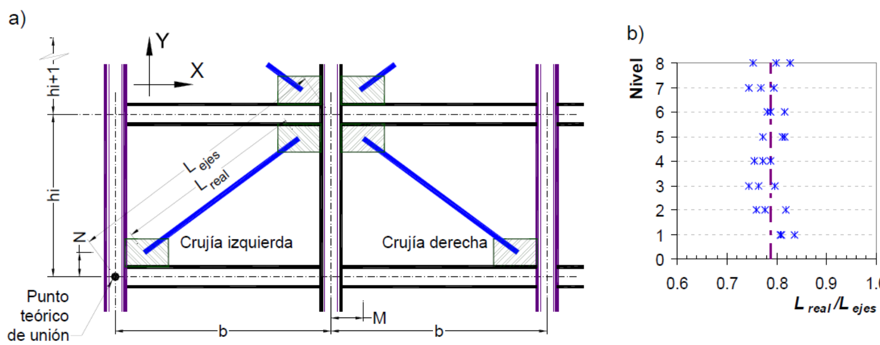


Figura 10. a) Longitud efectiva del contraviento, b) Proporciones obtenidas en Lacerte y Tremblay (2006) y Izvernari *et al* (2007) en modelos de ocho niveles. Tomado de: Tapia y Colunga (2013)

Una buena práctica es evitar el cambio de sección transversal en columnas y riostras simultáneamente en un mismo entrepiso (Tapia y Colunga, 2013).

En arriostramientos armados, el espacio de los conectores no debe exceder 0.4 veces la relación entre la distancia de conectores a y el radio mínimo de giro de cada componente r_i, estos deben ser colocados de manera uniforme y como mínimo se deben colocar 2 conectores por elemento armado.

El área neta efectiva del arriostramiento no debe ser menor que su área bruta y en caso de requerir refuerzo en la sección transversal de la riostra, este refuerzo debe tener una resistencia no menor a la resistencia mínima especificada del arriostramiento y las conexiones de este refuerzo deber ser capaces de permitir el desarrollo de la resistencia esperada del refuerzo en cada lado de la sección reducida.

4.4. Requisitos nudo viga - columna

En Tapia y Colunga (2013) se menciona que debido a que estos pórticos se consideran dúctiles entonces se debe controlar que, en cualquier nudo, la suma de los momentos plásticos de las vigas diseñadas $\sum \dot{\boldsymbol{M}}\boldsymbol{pv}$ que llegan al nudo sea inferior a la suma de los momentos plásticos de las columnas $\sum \dot{\boldsymbol{M}}\boldsymbol{pc}$ que llegan a ese nudo, tal y como se lo hace para pórticos a momento con la ecuación 21.

4.5. Requisitos de la conexión del arriostramiento

Las conexiones del arriostramiento deben diseñarse para resistir fuerzas a tracción, compresión y flexión y se pueden considerar de manera independiente.

La resistencia a tracción se define por el menor valore entre la resistencia a la tracción esperada del arriostramiento determinada por la ecuación 24 y la carga máxima que la estructura pueda transferir al arriostramiento.

El diseño de las conexiones para la resistencia a la compresión requerida debe basarse en los estados límite de pandeo, y se define por la resistencia a la compresión esperada.

En los casos en los cuales el arriostramiento o la placa de refuerzo se conecte a ambos miembros en una conexión viga-columna, la conexión deberá ajustarse a uno de los siguientes requisitos:

a. La conexión debe ser una conexión simple que cumpla los requisitos B3.4a de la especificación AISC360, dónde la rotación requerida es de 0.025 rad, o
b. La conexión debe ser diseñada para resistir un momento igual al menor de los siguientes:

    1. Un momento correspondiente a la resistencia esperada a flexión de la viga, dada por la ecuación 27

$$R_y \cdot M_p \cdot 1.1 \qquad (27)$$

2. Un momento correspondiente a la suma de las fuerzas esperadas a flexión de las columnas, multiplicado por 1.1 como se muestra en la expresión 28.

$$\sum R_y \cdot F_y \cdot Z \cdot 1.1 \qquad (28)$$

Este momento se considerará con la resistencia requerida de la conexión de la riostra y la conexión de la viga, incluyendo las fuerzas del colector de diafragma determinadas utilizando la carga sísmica con sobre resistencia.

c. La conexión viga-columna deberá cumplir los requisitos de la sección E1.6b(c) del AISC 341-16.

5. PREDISEÑO DE PÓRTICOS CON ARRIOSTRAMIENTOS CONCÉNTRICOS UTILIZANDO CEINCI-LAB

En este artículo se realizará el análisis del pórtico presentado en la figura 4, en el mismo se incluirá diagonales en V invertida en el vano central, es decir entre los ejes B y C como se muestra en la figura 11.

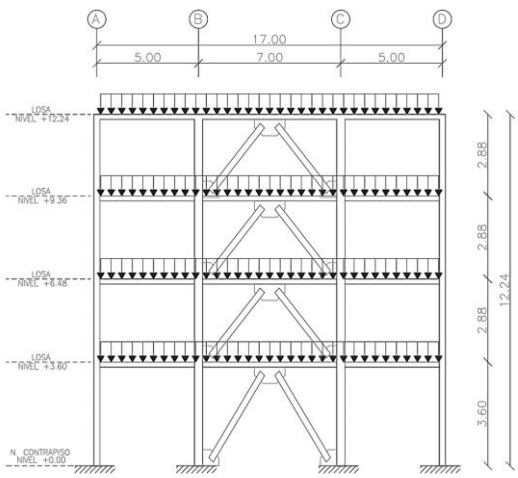


Figura 11 Geometría del pórtico analizado

En la etapa de prediseño es necesario definir las cargas, tanto gravitacionales como sísmica, para el caso de sismo se puede emplear el espectro de diseño definido en base a la NEC-15, se estima de manera aproximada el periodo y se procede a determinar el cortante basal. Posteriormente se distribuye el corte basal en cada piso de la estructura y con ello se predimensionan los arriostramientos, se continua con la estimación de la sección de las vigas y finalmente se determina la sección de columnas en función de la capacidad esperada de las diagonales impuestas.

Para efectos de comparación de las propiedades de pórticos a momento respecto a incluir diagonales se toma las cargas acordes a Cagua et al., 2021; la carga muerta para los entrepisos se considera de 500 kg/m^2 y para cubierta de 350 kg/m^2. La carga viva depende de la ocupación, en este caso se asigna 250 kg/m^2 a los entrepiso y 100 kg/m^2 a cubiertas (tabla 1).

Tabla 1 Cargas gravitacionales consideradas

Parámetro	Valor	Unidad	Observación
Peso de placa =	**6.37**	kg/m^2	
Volumen hormigón =	0.07954	m^3/m^2	
Peso de hormigón =	**190.89**	kg/m^2	
Peso propio de la losa =	**197.27**	**kg/m^2**	Losa Deck de 12 cm
Otros (Instalaciones) =	**16**	kg/m^2	
Enlucido masillado =	**44**	kg/m^2	2 cm de enlucido
Acabado de piso =	**40**	kg/m^2	Asumido
Peso propio de elementos estructurales =	**50**	kg/m^2	Asumido
Peso mampostería =	**150**	kg/m^2	Asumido (Depende de proyecto arquitectónico)
Carga permanente piso =	**300**	**kg/m^2**	
Carga permanente cubierta =	**150**	**kg/m^2**	
Carga viva piso =	**250**	**kg/m^2**	NEC_SE_CG 2015, pág. 25
Carga viva cubierta =	**100**	**kg/m^2**	NEC_SE_CG 2015, pág. 25

A diferencia de pórticos a momento, en el cual se consideraba el efecto sísmico con un factor de amplificación de momentos en las vigas, en este caso es necesario poder estimar el cortante basal y con ello definir la sección de las diagonales.

Para efectos de análisis se asume que la estructura se encuentra emplazada en la ciudad de Quito sobre suelo D, como se muestra en la tabla 2.

Tabla 2 Parámetros que intervienen en el cálculo del Corte Basal.

CARGAS DE SISMO				
Parámetro	**Variable**	**Valor**	**Observación**	**Referencia**
Zona Sísmica	**V**	-	-	Tabla 1. Sec.3.1.1 Pág. 27
Factor de aceleración en la zona	Z	0.4	-	Tabla 1. Sec.3.1.1 Pág. 27
Tipo del perfil del suelo	D	-	-	Tabla 2. Sec.3.1.1 Pág. 30
factor de sitio Fa	Fa	1.2	-	Tabla 3. Sec.3.2.2 Pág. 31
factor de sitio Fd	Fd	1.19	-	Tabla 4. Sec.3.2.2 Pág. 31
factor comportamiento inelás. suelo	Fs	1.28	-	Tabla 5. Sec.3.2.2 Pág. 32
Factor asociado al periodo de retorno	r	1	-	Sec 3.3.1 Pág. 34
Relación de amplificación espectral	n	2.48	-	Sec.3.3.1 Pág. 34
Aceleración en T=To	Sa_o [g]	1.19	$S_a = \eta Z F_a$	Sec.3.3.1 Pág. 34
Periodo Límite en T=To	T_O [s]	0.127	$T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a}$	Sec.3.3.1 Pág. 35
Periodo Límite en T=Tc	T_C [s]	0.698	$T_C = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$	Sec.3.3.1 Pág. 34
Periodo Límite en T=T_L	T_L [s]	2.856	$T_L = 2.4. F_d$	Sec.3.3.1 Pág. 34
Coeficiente Ct	Ct	0.073	-	Sec.6.3.3 Pág. 62
Coeficiente para Calculo de Periodo	α	0.75	-	Sec.6.3.3 Pág. 62
Altura total del elemento	hn [m]	12.24	-	Planos
Período teórico método 1	T1 [s]	0.478	$T = C_t h_n^{\alpha}$	Sec.6.3.3 Pág. 62
Período teórico método 1 mayorado	T2 [s]	0.62	T2=1.3*T1	Sec.6.3.3 Pág. 63

Las expresiones matemáticas en la ecuación 29 permiten generar el espectro de diseño con parámetros $\boldsymbol{\eta}$ es un factor que depende de la región; **Z** es un factor de la aceleración de la zona; **Fa**, es el coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto; **Tc**, representa el periodo límite de la meseta en el espectro de aceleraciones de la NEC 15.

$$S_a = \eta Z Fa \qquad para \qquad 0 \leq T \leq Tc$$
$$S_a = \eta Z Fa \left(\frac{Tc}{T}\right)^r \qquad para \qquad T > Tc \tag{29}$$

Los espectros de diseño, en general, para un período igual a cero parten del PGA y en un período T_0 alcanzan la meseta del espectro definida por la primera ecuación de (29). En forma conservadora, para el periodo fundamental, no se ha considerado esta rama del espectro entonces la primera rama del espectro se considera entre los periodos de $0 \leq T \leq Tc$.

Los períodos que definen el punto inicial y final de la meseta del espectro que son T_0 y T_c, están en función de los factores de sitio de aceleración F_a, de desplazamiento F_d y de suelo F_s, estipulados en NEC-15. Para la ciudad de Quito se recomienda trabajar con los factores de sitio que se obtuvieron de ERN (2012) en el estudio de microzonificación sísmica. También se dispone de un programa denominado MIZOSIQ que, en forma amigable, reporta los factores para cualquier lugar de la ciudad de Quito. Sangurima (2013); Astudillo (2014); Aguiar (2017 b).

El espectro para la ciudad de Quito se presenta en la figura 12, de color azul se tiene el espectro elástico de diseño y en color verde el espectro reducido mediante el factor R, en este caso se asume un valor de 6 de manera conservadora para este sisma estructural.

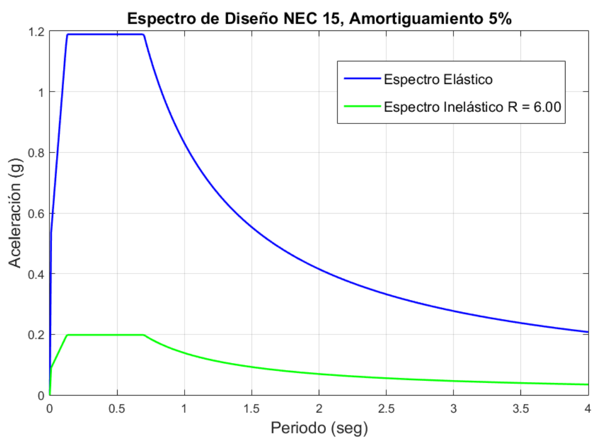


Figura 12 Espectro de diseño para Quito – Suelo D**.**

La estimación del periodo fundamental de vibración se puede realizar mediante la expresión 29, como se recomienda en la NEC-15, para el caso de pórticos de acero con arriostramientos se utiliza $Ct = 0.073$ y $\alpha = 0.75$, con ello se

obtiene un periodo de 0.477 segundos, es importante mencionar que en el estudio de Tapia y Colunga de 2011 se encuentra una estimación conservadora en base a la expresión 30 para pórticos con arriostramientos concéntricos, donde *n* es el número de niveles del edificio, para este caso el pórtico de 4 pisos tendría un periodo de 0.32 segundos.

$$T = Ct \cdot h_n^{\alpha} \quad (29)$$

$$T = 0.08 \cdot n \quad (30)$$

Es importante notar que las expresiones anteriores solo pretenden generar una estimación del periodo, sin embargo, no se relacionan con las propiedades dinámicas de la estructura (masa y rigidez). La ventaja de estas expresiones matemáticas es su fácil aplicación, para este caso se estima que el pórtico puede tener un periodo entre 0.32 a 0.477 segundos. En este rango de periodos la estructura en análisis tendría una aceleración espectral $\boldsymbol{Sa}$ para el primer modo de vibración correspondiente a 0.198 g, que coincide con la meseta del espectro. El cortante basal se puede determinar con la ecuación 31.

$$V = \frac{I \cdot S_a(T)}{R \cdot \emptyset_p \cdot \emptyset_e} \cdot W \quad (31)$$

Donde **V** es el cortante basal; **Sa(T)** es la aceleración espectral que se determina en función del periodo fundamental de vibración de la estructura T como se indica en la ecuación 29 y 30; **R** es el factor de modificación de respuesta sísmica; $\emptyset\boldsymbol{p}$ y $\emptyset\boldsymbol{e}$ es el factor de irregularidad en planta y elevación; **W** es la carga reactiva al sismo. En la tabla 3 se presenta los valores de las variables mencionadas y el cálculo del coeficiente sísmico, el cortante basal es 19.84% de la carga reactiva total.

Tabla 3 Coeficiente sísmico.

Pórtico de acero					
Parámetro	**Variable**	**Valor**	**Unidad**	**Obs.**	**Referencia**
Aceleración en T=To	Sa_o	1.19	g	T1 < Tc	Sec.3.3.1 Pág. 34
Factor de irregularidad en planta	Øp	1		-	Tabla 13. Sec. 5.2.3 Pág. 50
Factor de irregularidad en elevación	Øe	1		-	Tabla 14. Sec. 5.2.3 Pág. 51
Factor de reducción de respuesta	R	6		-	Tabla 16. Sec. 6.3.4 Pág. 65
Factor de importancia	I	1		-	Tabla 6. Secc. 4.1 Pág. 39
Coeficiente sísmico	**Coef.**	**0.1984**	**-**	**-**	Sec. 6.3.2 Pág. 61
Coeficiente distribución fuerzas laterales	**k**	**1.0**	**-**	T < 0.5	Sec. 6.3.5 Pág. 67

En el caso general, la carga reactiva de sismo se compone del 100% de la carga muerta en los pisos que pueden vibrar durante una excitación externa, en algunos casos el diseñador puede considerar que existe la probabilidad de tener un porcentaje de carga viva durante un sismo y por ello es adecuado considerar esta porción de carga adicional en la carga reactiva W, para este caso se asume 100% de carga muerta y un 25% de participación de la carga viva, en la tabla 4 se

presenta el calculo para cada nivel, es importante destacar que la variable área corresponde al área colaborante, para este caso es el producto de la longitud del pórtico (17 metros) por el ancho colaborante (6 metros).

Tabla 4 Carga reactiva de sismo W.

Porcenaje CV =	25%

Nivel	h [m]	CM [T/m^2]	CV [T/m2]	Área [m2]	W = CM + % CV [T]
1	3.60	0.50	0.25	102.00	57.38
2	2.88	0.50	0.25	102.00	57.38
3	2.88	0.50	0.25	102.00	57.38
4	2.88	0.35	0.10	102.00	38.25
					210.38

Como la carga reactiva es 210.38 T, entonces el cortante basal corresponde a 19.84% de ese valor, que es igual a 41.74 T.

$$V = \% \cdot W = 19.84\% \cdot 210.38$$
$$\boldsymbol{V = 41.74\ T} \tag{32}$$

En la NEC-SE-DS 2015 se indica el procedimiento para determinar las fuerzas laterales en cada piso, para ello se aplica la ecuación 33 que se muestra a continuación:

$$Fj = \frac{Wj * hj^k}{\sum_{i=1}^{n} Wi * hi^k} \cdot V \tag{33}$$

Donde **Wj, Wi** es la fracción del peso en cada nivel; **hj, hi** es la altura de los niveles en j e i; el valor de “**k**” se relaciona con el periodo de la estructura y varía entre 1 y 2, este valor refleja la forma en la que se distribuyen las fuerzas laterales en cada nivel de la estructura; para valores de T < 0.5 segundos k = 1, para periodos mayores a 0.5 segundos este valor se calcula como $k = 0.75 + 0.5 * T$, el valor máximo de k es 2. **V** es el cortante basal que se distribuirá en cada piso como fuerzas laterales **Fj**.

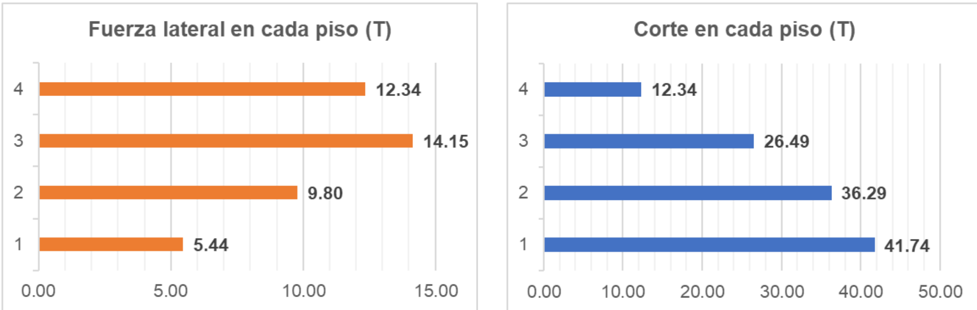
Tabla 5 Fuerzas laterales y cortantes en cada piso.

Vbasal =	19.84%		**Vbasal TOTAL =**	41.74	[T]

Se asume k = 1 para la Distribución de Fuerzas en la altura

Nivel	H [m]	Hi*W [T*m]	F [%]	F [T]	Vi [T]
1	3.60	206.55	13%	5.44	41.74
2	6.48	371.79	23%	9.80	36.29
3	9.36	537.03	34%	14.15	26.49
4	12.24	468.18	30%	12.34	12.34
		1583.55	**100%**	**41.74**	

El resultado de la tabla 5 se puede colocar de forma gráfica como se muestra en la figura 13a para las fuerzas laterales, las mismas que muestran una distribución lineal en la altura debido a que k = 1, en la cubierta es menor esta fuerza debido a que la carga reactiva de este piso es inferior, además no se considera una carga adicional de cubierta para el análisis; la figura 13b que corresponde a la sumatoria de fuerzas laterales desde la cubierta hasta el piso 1 que representa el cortante en cada piso.

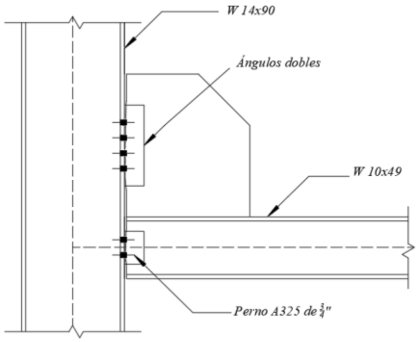


(a) (b)

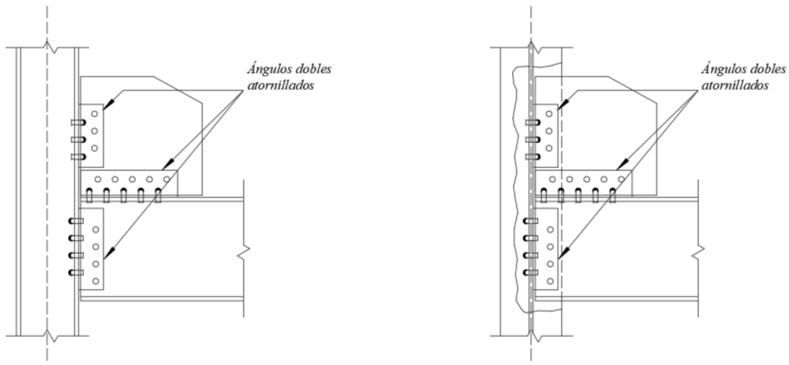
Figura 13 a) Fuerzas laterales; b) Cortante de piso**.**

Antes de continuar con el análisis es importante mencionar que los pórticos arriostrados pueden estar sometidos a una importante deriva inelástica, por lo tanto, sus conexiones sufrirán una rotación significativa. Además, las conexiones con placas de refuerzo pueden ser vulnerables a la ruptura si no están diseñadas para acomodar esta rotación (Comentarios AISC 341-16). En los estudios de Uriz y Mahin (2004) se puede apreciar que los diseños que no tienen en cuenta la rigidez y la distribución de las fuerzas en las uniones de los pórticos arriostrados pueden tener un rendimiento no deseado.

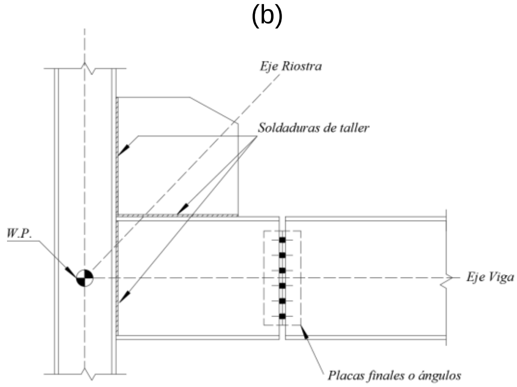
La disposición recomienda tres opciones de conexiones. La primera es una conexión simple para la que la rotación requerida se define como 0.025 rad, como se muestra en la figura 14a. Otra configuración que utiliza ángulos dobles atornillados para conectar la placa de refuerzo a los miembros principales y la viga a la columna como se muestra en la figura 14b. Finalmente, la tercera opción también una conexión de momento totalmente restringida en el nudo, pero permite la rotación de la viga como se muestra en la figura 14c.



(a)



(b)



(c)

Figura 14 Conexiones viga-columna que permiten la rotación a) Stoakes y Fahnestock (2010); b) McManus et al. (2013); c) Thornton y Muir (2008).

Con base a las conexiones mencionadas en los comentarios de AISC 341 se puede inferir que las vigas para el modelo analítico se encuentran articuladas en la conexión del nudo, columna y viga. Por lo tanto, para el prediseño de las vigas y las diagonales se puede asumir una condición de simplemente apoyada en los extremos, además en esta etapa de análisis se podría asumir que el arriostramiento provee un apoyo, en realidad permite deformación vertical limitada en función de la rigidez axial de los arriostramientos. El modelo analítico se

presenta en la figura 15a y los diagramas de cortante y momento se muestran en la figura 15b y 15c.

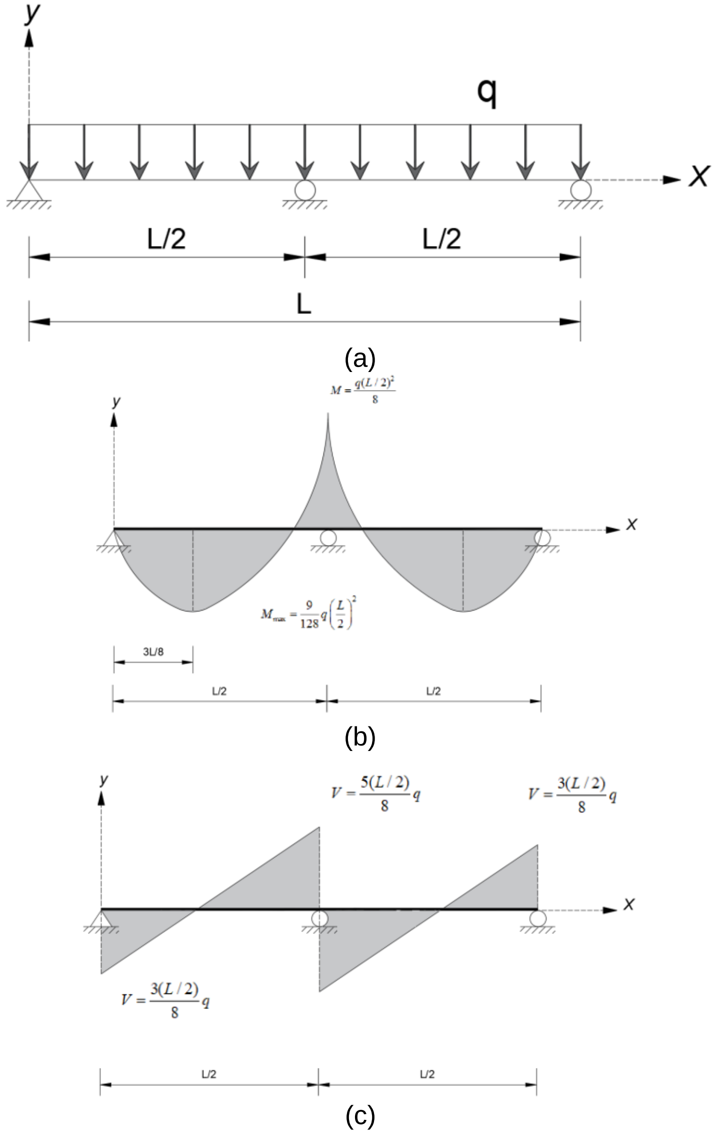


Figura 15 a) Modelo simplificado para viga en la que convergen los arriostramientos; b) Diagrama de corte; c) Diagrama de momento.

Para definir las dimensiones de la sección de la diagonal se emplea la combinación de cargas más conservadora para cargas gravitacionales y el efecto del sismo (NEC SE CG 2015), esto es:

$$Combinación = 1.2D + L + 1.0\boldsymbol{E} \tag{34}$$

En este punto se puede analizar en 2 etapas, el efecto de las cargas gravitacionales y el efecto del sismo, posteriormente se suman los efectos en base al principio de superposición. La carga muerta CM en el piso inferior es 500 kg/m^2 y la carga viva CV es de 250 kg/m^2. El ancho colaborante es 6 metros, por lo tanto, la carga uniformemente distribuida en la viga con la combinación de cargas se define por:

$$q = (1.2 \cdot CM + 1.0 \cdot CV) \cdot L_{colaborante} \quad (35)$$

El valor de la carga "**q**" en la viga es de 5.1 T/m, con esta cantidad se determina los diagramas de corte y momento como se presenta en la figura 16. La fuerza vertical en el nudo medio de la viga es la suma absoluta del cortante, para este caso se tiene $\boldsymbol{Pgrav = 22.32\ T}$ como se muestra en la figura 16b.

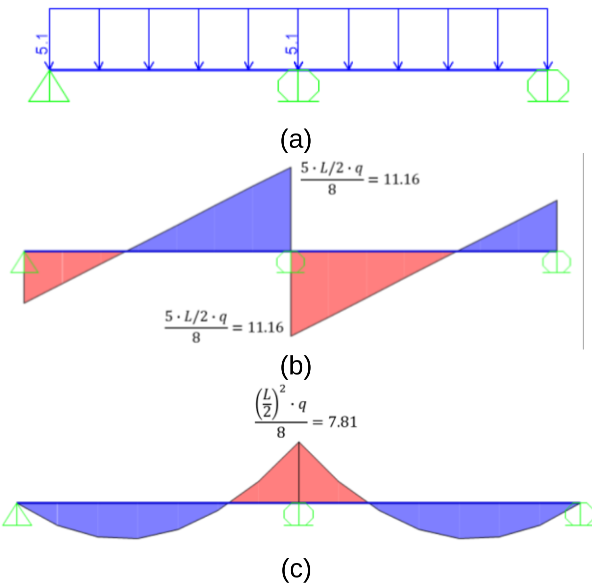
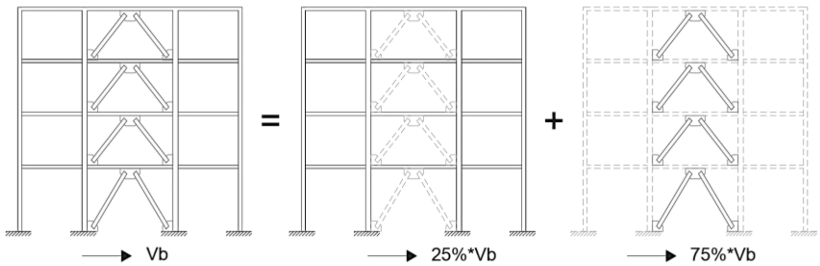
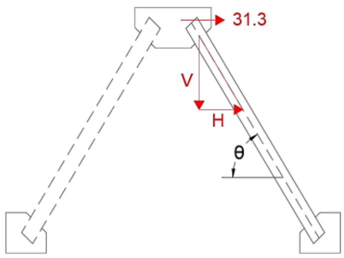


Figura 16 a) Modelo simplificado para viga en la que convergen los arriostramientos; b) Diagrama de corte; c) Diagrama de momento.

Para el prediseño de las diagonales de acero se asume que las riostras en un piso deben resistir el 75% del cortante del piso, el porcentaje restante puede ser resistido por las columnas como se indica en la figura 17a, aunque al finalizar el diseño las diagonales podrían resistir un porcentaje mayor.



(a)



(b)

Figura 17 a) Fuerzas laterales y elementos que resisten esa acción; b) Riostras del primer nivel y componentes Horizontal y Vertical de la riostra en compresión**.**

La carga axial última $\boldsymbol{P_u}$ aplicada a la diagonal en compresión se puede determinar cómo se indica en la ecuación 36, se asume que la carga vertical debido a las cargas gravitacionales y la carga horizontal se distribuyen equitativamente entre las riostras, es decir 50% a cada elemento.

$$P_u = \frac{Pgrav}{2 \cdot sen(\theta)} + \frac{V_{piso1}}{2 \cdot \cos{(\theta)}} \tag{36}$$

Al reemplazar los valores numéricos se tiene:

$$P_u = \frac{22.32}{2 \cdot sen(45.8)} + \frac{31.3}{2 \cdot \cos{(45.8)}}$$

$$\boldsymbol{P_u = 38.0\, T}$$

Para el prediseño se asume un escenario crítico en el cual la riostra en compresión trabajará al 60% de la capacidad máxima del elemento, esto debido a los efectos de pandeo además por la incertidumbre de las acciones internas en los elementos estimadas en la etapa de prediseño, esto se expresa en la ecuación 37. También debido a metodología de Factores de Carga y Resistencia (LRFD por sus siglas en inglés, Load and Resistance Factor Design) se debe cumplir la ecuación 38, que para el caso de axial en la riostra se tiene la ecuación 39:

$$P_n = 0.60 \cdot F_y \cdot A_g \tag{37}$$

$$\emptyset \cdot R_n \geq \sum \gamma_i \cdot Q_i = Q_u \tag{38}$$

Donde $\emptyset$ son factores de reducción de la capacidad nominal **Rn**; $\boldsymbol{\gamma_i}$ son factores que amplifican los efectos de las cargas; $\boldsymbol{Q_i}$ corresponde a las cargas aplicadas; $\boldsymbol{Q_u}$, es la carga última o efecto en los elementos con las solicitaciones amplificadas. En este caso $\emptyset = 0.9$ para compresión.

$$\emptyset \cdot P_n = Pu \;\rightarrow\; P_n = \frac{Pu}{\emptyset} \tag{39}$$

Al reemplazar la ecuación 37 en la expresión 39 y despegar el área requerida de la sección se tiene la ecuación 40.

$$0.60 \cdot F_y \cdot A_g = \frac{Pu}{\emptyset}$$

$$\boldsymbol{A_g = \frac{Pu}{\emptyset \cdot 0.60 \cdot F_y}} \tag{40}$$

Para el caso particular del dimensionamiento de la riostra de primer piso, asumiendo acero A36 con un $Fy = 2531.05 \frac{kg}{cm^2}$, se tiene:

$$A_g = \frac{Pu}{\emptyset \cdot 0.60 \cdot F_y} = \frac{38.0}{0.9 \cdot 0.6 \cdot 25310.505} \cdot \left(\frac{100cm}{1m}\right)^2 = 27.8\ cm^2$$

Al replicar el calculo se tiene los resultados de área de arrostramientos en cada piso como se muestra en la tabla 6.

Tabla 6 Área requerida de las diagonales en cada piso.

% Vbasal Diag =	75%
No. Marcos con Arriostramientos =	1

En cada marco se colocará un par de diagonales (2/marco)

Ancho colaborante [m] =	6

MARCO 1		
V1 =	31.30	[T]
L =	7	[m]

Nivel	h [m]	V [%]	V [T]	CM [T/m]	CV [T/m]	Coseno [rad]	Seno [rad]	Pu [T]	As calculado [cm2]
1	3.6	100%	31.3	3.0	1.5	0.697	0.717	38.0	27.8
2	2.9	87%	27.2	3.0	1.5	0.772	0.635	35.2	25.7
3	2.9	63%	19.9	3.0	1.5	0.772	0.635	30.4	22.3
4	2.9	30%	9.3	2.1	0.6	0.772	0.635	16.7	12.2

Con los resultados de la tabla 6 se puede definir que las diagonales de acero en el primer y segundo piso requieren un área transversal similar por ello se puede escoger una misma sección para estos 4 elementos, para los pisos 4 y 4 se puede determinar elementos de menor sección. Generalmente se asume elementos de sección hueca con forma cuadrada o rectangular o circular cuando las diagonales únicamente se diseñan ante fuerzas axiales, para este caso se asume una sección cuadrada como se indica en la figura 18, con lado a y espesor e. Para calcular el área y la inercia se emplean las ecuaciones 41 y 42.

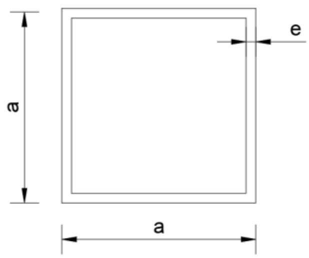


Figura 18 Dimensiones de perfil cuadrado para diagonales**.**

$$A = a^2 - (a - 2 \cdot e)^2 \quad (41)$$

$$I = \frac{a^4}{12} - \frac{(a - 2 \cdot e)^4}{12} \quad (42)$$

En este caso los perfiles a utilizar en el piso 1 y 2 corresponden al tipo 1 en la tabla 7 y para los otros pisos se emplea perfiles tipo 2. Si bien el área empleada es ligeramente superior al área de elementos requerida esto proporciona un factor de seguridad.

Tabla 7 Dimensiones de perfiles cuadrados a utilizar.

Tipo	a [mm]	e [mm]	As_TB [cm2]	I_TB [cm4]
1	100.00	10.00	**36.00**	**492.00**
2	100.00	6.00	**22.56**	**333.59**

El prediseño de vigas se basa en la capacidad de las diagonales, en este caso se realizará para el piso 1 de manera detallada, se empieza calculando la resistencia esperada a tracción y a compresión con las ecuaciones 24 y 25, $\boldsymbol{Ry}$ es el factor de esfuerzo de fluencia probable (para A36 este valor es 1.3 acorde a la NEC-SE-AC 2015).

$$F_T = R_y \cdot F_y \cdot A_g$$

$$F_T = 1.3 \cdot 2531.0505 \cdot 36 \cdot \frac{1T}{1000\ kg}$$

$$\boldsymbol{F_T = 118.45\ (T)}$$

Se determina el radio de giro r y se calcula el esfuerzo critico de Euler asumiendo que K = 0.75 y L se considera la longitud entre ejes de la diagonal, como se indica en la figura 10.

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{492}{36}} = 3.70\ (cm) = 0.037\ (m)$$

$$Fcr_{EULER} = \frac{\pi^2 \cdot Es}{\left(\frac{K \cdot L}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.0389 \cdot 10^7}{\left(\frac{0.75 \cdot 5.02}{0.037}\right)^2} = \ 1.9434 \cdot 10^4 \left(\frac{T}{m^2}\right)$$

Para calcula F_{cr} en la ecuación 25 se debe utilizar $R_y \cdot F_y$ en lugar de F_y en la ecuación 4, por lo tanto, se tiene:

$$F_{y2} = R_y \cdot F_y$$

$$F_{y2} = 1.3 \cdot 25310.505$$

$$F_{y2} = 32903.66 \left(\frac{T}{m^2}\right)$$

Calculando con base en la especificación AISC 360, presentada en la ecuación 4. Como $Fcr_{EULER} \geq 0.44 \cdot Fy2$ entonces la capacidad axial nominal a compresión se calcula como:

$$Fcr = 0.658^{\frac{Fy2}{Fcr_{EULER}}} * Fy2 = 0.658^{\frac{32903.66}{1.9434 \cdot 10^4}} \cdot 32903.66 = 1.62 \cdot 10^4 \left(\frac{T}{m^2}\right)$$

Entonces la capacidad esperada a compresión $\boldsymbol{Fc = 65.5\ (T)}$.

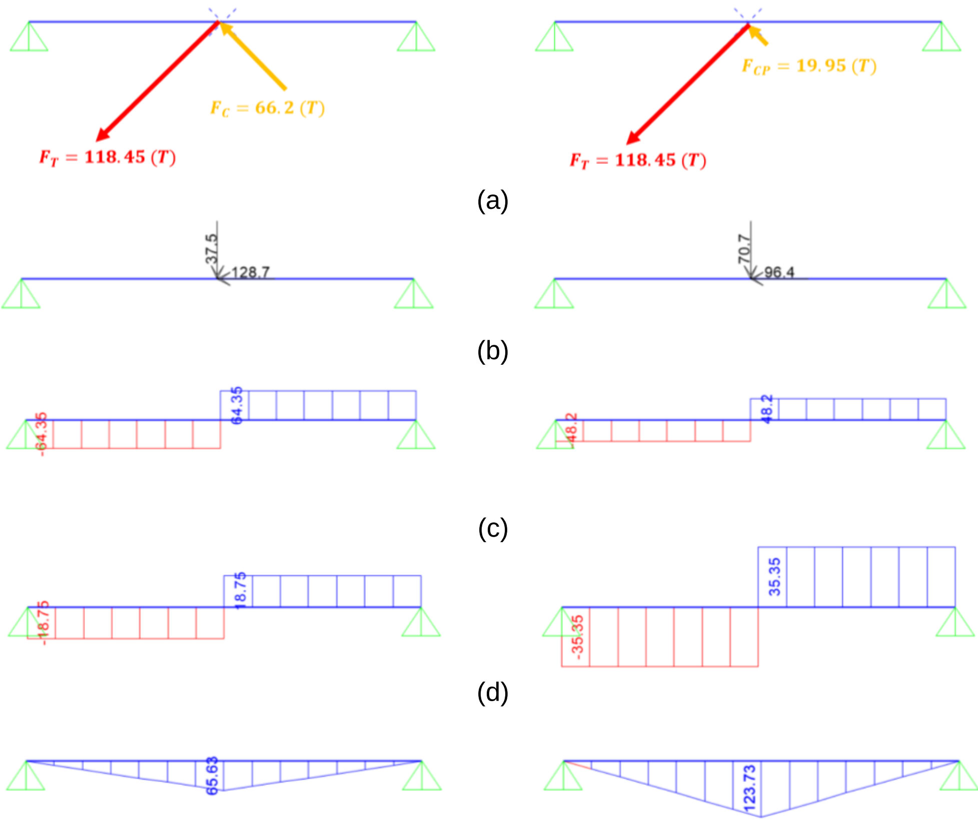
$$F_C = min \begin{cases} R_y \cdot F_y \cdot A_g = 1.3 \cdot 25310.505 \cdot 0.0036 = 118.45\ (T) \\ \frac{1}{0.877} \cdot F_{cr} \cdot A_g = \frac{1}{0.877} \cdot 1.62 \cdot 10^4 \cdot 0.0036 = 66.5\ (T) \end{cases}$$

La capacidad esperada a compresión posterior al pandeo se determina como el 30% de Fc, entonces se tiene:

$$F_{CP} = 0.3 \cdot F_C$$

$$F_{CP} = 19.95\ (T)$$

Las fuerzas en el nudo medio de la viga para el caso i y caso ii, mencionado anteriormente en la sección 4, se pueden observar en la figura 19a estas fuerzas se pueden descomponer en su componente horizontal y vertical y determinar la resultante de cada componente como se muestra en la figura 19b. Se determina las fuerzas internas en la viga referentes a axial, corte y momento como se indican en las figuras 19c, 19d y 19e respectivamente. En estos diagramas se puede apreciar que el caso ii es más crítico en corte y flexión mientras que para axial el caso i presenta solicitaciones mayores.



(e)

Figura 19 a) Fuerzas esperadas a tracción y compresión en las diagonales (caso i al lado izquierdo y caso ii a lado derecho); b) Resultantes de las componentes horizontal y vertical; c) Diagrama axial; d) Diagrama de Corte; e) Diagrama de momento.

Al efecto de las fuerzas debido a la capacidad de los elementos se le debe sumar el efecto de las cargas gravitaciones representadas en la figura 16 para obtener las solicitaciones últimas en base a la combinación de carga de la ecuación 34. Aunque al comparar los efectos de las cargas gravitacionales con respecto a las solicitaciones por capacidad es posible notar que los primeros no serán incluyentes en el diseño.

Asumiendo que se requiere de una sección capaz de resistir el momento $Mu = 120.23\, T * m$ del caso ii determinado en la figura 19e (derecha) entonces el módulo plástico requerido debería ser de:

$$\emptyset \cdot Mn \approx Mu$$

$$\emptyset \cdot Mp = Mu$$

$$Mp = \frac{Mu}{\emptyset} \tag{43}$$

Conocido el momento último, se determina el módulo plástico requerido:

$$Mp = Fy * Z_{x-x} \tag{44}$$

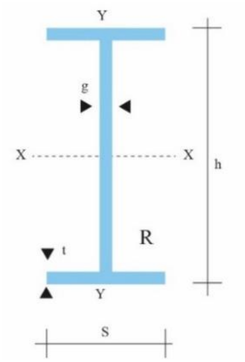
$$Zxx_{req} = \frac{Mu}{\emptyset \cdot Fy} \tag{45}$$

Para el diseño a flexión el coeficiente de reducción es $\emptyset = 0.9$, entonces:

$$Zxx_{req} = \frac{\left(123.73\ T \cdot m * \frac{1000\ kg}{1\ T} * \frac{100\ cm}{1m}\right)}{0.9 * 2531.0505\frac{kg}{cm^2}} \tag{46}$$

$$Zxx_{req} = 5432\ [cm^3] \tag{47}$$

Una viga IPE 600, como se muestra en la figura 20, tiene un módulo de sección plástico de 3376.1 $[cm^3]$, esto quiere decir que este perfil no cumple. No obstante, el diagrama de momentos no es constante y en consecuencia esta solicitación no es en toda la longitud del elemento, se podría utilizar esta sección inicialmente y en caso de requerir se puede reforzar con placas en ciertas zonas.

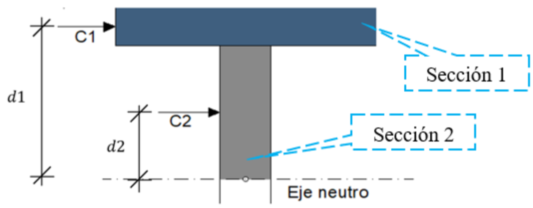


Datos de la sección		
IPE 600		
s =	**220**	mm
h =	**600**	mm
g =	12	mm
t =	19	mm

Figura 20 Dimensiones de la sección IPE 600.

Para calcular el módulo plástico de sección se divide al elemento en su centro de gravedad (ver figura 21), es decir en la mitad de la altura, luego se calcula el producto del área de cada elemento (sección rectangular en la que se divide la “T”) por el centroide de cada elemento medido desde la base de la “T”.

$$Zxx = 2 * (A1 * d1 + A2 * d2) \quad (48)$$



(a)

Propiedad	Sección 1	Sección 2	Unidad
Área	41.8	33.72	cm^2
d (distancia al CG)	29.05	14.05	cm
Módulo plástico de sección, Z		**3376.1**	cm^3

(b)

Figura 21 a) Cálculo del módulo plástico de sección. b) Resultados del cálculo.

De esta manera se puede dimensionar la viga para el vano con arriostramientos en V invertida. Es importante notar que al tener una viga de gran capacidad se requiere de una columna mucho más fuerte para resistir los momentos en el nudo, no obstante, existe una gran ventaja al utilizar una conexión que permita la rotación de la viga, como se presentó en la figura 14, esto es que la viga no trasmite momentos, por lo tanto, la columna se diseña en función de las cargas axiales y se comprueba que su capacidad sea superior únicamente que la viga del pórtico a momento.

Las fuerzas esperadas en cada piso se muestran en la tabla 8.

Tabla 8 Fuerzas esperadas debido a las diagonales.

		MARCO 1: Caso i									
Nivel	h [m]	Coseno [rad]	Seno [rad]	FT [T]	FH [T]	FV [T]	FC [T]	FH [T]	FV [T]	FH [T]	FV [T]
1.0	3.6	0.697	0.717	118.5	82.6	84.9	66.2	46.1	47.5	-128.7	-37.5
2.0	2.9	0.772	0.635	118.5	91.5	75.3	75.5	58.3	48.0	-149.8	-27.3
3.0	2.9	0.772	0.635	74.2	57.3	47.2	49.5	38.2	31.5	-95.5	-15.7
4.0	2.9	0.772	0.635	74.2	57.3	47.2	49.5	38.2	31.5	-95.5	-15.7

		MARCO 1: Caso ii									
Nivel	h [m]	Coseno [rad]	Seno [rad]	FT [T]	FH [T]	FV [T]	FCP [T]	FH [T]	FV [T]	FH [T]	FV [T]
1.0	3.6	0.697	0.717	118.5	82.6	84.9	19.9	13.8	14.2	-96.4	-70.7
2.0	2.9	0.772	0.635	118.5	91.5	75.3	22.7	17.5	14.4	-109.0	-60.9
3.0	2.9	0.772	0.635	74.2	57.3	47.1	14.9	11.5	9.4	-68.8	-37.7
4.0	2.9	0.772	0.635	74.2	57.3	47.1	14.9	11.5	9.4	-68.8	-37.7

Para el diseño de la columna se debe obtener la carga axial debido al efecto de la capacidad esperada de las riostras y adicionar el efecto de cargas gravitacionales en el área colaborante de la columna, esto es en la mitad del vano a cada lado de la columna multiplicado por el ancho colaborante del pórtico. El caso más crítico para prediseño es cuando la columna se encuentra a compresión, en este caso la viga transfiere la mitad de la fuerza desbalanceada al extremo de la columna mediante cortante y en el nudo inicial la riostra trasmite el 100% de

componente vertical de la fuerza de compresión (no se incluye el piso 1 debido a que se transmite a la base de la columna y cadena).

$$Pu_{CAPACIDAD\ DIAG} = \sum_{i=1}^{num\ pisos} (FV_{PUN}) + \sum_{i=2}^{num\ pisos} (FV_{COMPRESIÓN}) \tag{49}$$

Al realizar las operaciones numéricas se tiene:

Para el caso i:

$$Pu_{CAPACIDAD\ DIAG} = \frac{-37.5 - 27.3 - 15.7 - 15.7}{2} + (-48 - 31.5 - 31.5)$$

$$Pu_{CAPACIDAD\ DIAG} = -159.1\ T$$

Para el caso ii:

$$Pu_{CAPACIDAD\ DIAG} = \frac{-70.7 - 60.9 - 37.7 - 37.7}{2} + (-14.4 - 9.4 - 9.4)$$

$$Pu_{CAPACIDAD\ DIAG} = -136.7\ T$$

La mayor solicitación se da en el caso i, con $\boldsymbol{Pu_{CAPACIDAD\ DIAG} = 159.1\ T}$.

Ahora se debe calcular la carga axial en función del área colaborante de la columna más cargada en planta baja, en este caso la columna del eje B o C de la figura 11. La expresión 50 permite realizar la sumatoria de la carga de cada piso. Se utiliza la combinación de cargas indicada en la ecuación 35.

$$Pu = \sum_{i=1}^{num\ pisos} (1.2 \cdot CMi + 1.0 \cdot CVi) \cdot \left(L_{colaborante} \cdot \frac{L_{viga\ izquierda} + L_{viga\ derecha}}{2} \right) \tag{50}$$

El valor resultante es $\boldsymbol{Pu_{grav} = 110.52\ (T)}$.

Al sumar las cargas axiales de los estados de carga gravitacional y en función de la capacidad se tiene $\boldsymbol{Pu_{grav} = 269.62\ (T)}$.

El valor de relación de esbeltez para una columna de alrededor de 3 [m] de altura está entre 40 y 60 (Guerra, 2015). Para un elemento de acero A-36, con una relación de esbeltez de 60, el esfuerzo crítico será $Fcr = 2093 \left[\frac{kg}{cm^2}\right]$ esto se indica en la tabla 9.

Tabla 9 Esfuerzo critico calcula con diferentes metodologías.

Datos del material					
Fy =	2530.00	[Kg /cm²]	KL/r crítico =		134
Es =	2.04E+06	[Kg /cm²]			
KL/r	**Fe EULER**	**Euler corr**	**Rankine Gor**	**Rankine**	**Fcr AISC 360**
30	22359	2530	2273	**2273**	2413
40	12577	2530	2106	**2106**	2326
50	8049	2530	1925	**1925**	2218
60	**5590**	**2530**	**1742**	**1742**	**2093**

A continuación, se determina el área requerida de la columna como se indica en las siguientes ecuaciones:

$$Esfuerzo = \frac{Fuerza}{Área} \tag{51}$$

$$Área_{requerida} = \frac{Fuerza}{Esfuerzo} = \frac{Pu}{\emptyset \cdot Fcr} \tag{52}$$

$$Área_{requerida} = \frac{269.62\ [T] \cdot \frac{1000\ kg}{1\ T}}{0.9 \cdot 2093\ [kg/cm^2]}$$

$$\boldsymbol{Área_{requerida}} = \mathbf{143.13\ [cm^2]}$$

En el artículo de Cagua et al. (2021) se determinó utilizar una columna HEB 400 para los ejes B y C, esta sección tiene un $Zcol = 3125.4\ cm^3$ y un área de 191.52 cm², además para las columnas de los ejes A y D se definen secciones HEB 360 que se pueden mantener para el cálculo.

Es importante mencionar que las dimensiones de las columnas deben ser corroboradas con la capacidad de las vigas, para que se cumpla el principio de columna fuerte y viga débil en base a la expresión 53.

$$\frac{\sum M\dot{p}c}{\sum M\dot{p}v} \geq 1.0 \tag{53}$$

Donde $\sum M\dot{p}c$ es la sumatoria de los momentos plásticos nominales de las columnas que llegan a la junta; $\sum M\dot{p}v$ es la sumatoria de los momentos plásticos nominales de las vigas que llegan a la junta. Un diagrama de cuerpo libre de una junta o nudo para una columna interior de un pórtico a momento se muestra en la figura 22. Es importante mencionar que en la consideración de prediseño de este pórtico la viga del vano central (ejes B-C) no trasmite momentos a la columna del eje B y C debido a la conexión asumida en el prediseño, entonces el denominador de la expresión 53 solo correspondería al momento plástico nominal de la viga que tiene una conexión a momento, en este caso la viga izquierda a la columna del eje B o la viga al lado derecho de la columna del eje C dependiendo del nudo de análisis.

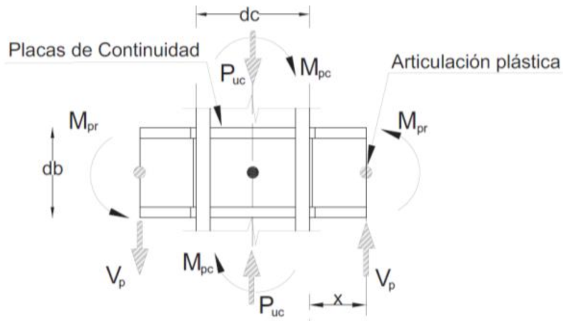


Figura 22 Nudo de una columna interior de un pórtico. NEC-SE-AC 2015.

Mediante un diseño en base a la metodología LRFD, es decir en base a factores de carga y resistencia, se define la sumatoria de momentos plásticos nominales de las columnas que llegan a la junta como se muestra en la ecuación 54 y para vigas se presenta en la ecuación 55.

$$\sum M\dot{p}c = \sum Zcol \cdot \left(Fy - \frac{Puc}{Ag}\right) \tag{53}$$

$$\sum M\dot{p}v = \sum\left(1.1 \cdot Ry \cdot Fy \cdot Zviga + Mu_{viga}\right) \tag{55}$$

Donde $\boldsymbol{Zcol}$ y $\boldsymbol{Zviga}$ son los módulos plásticos de las columnas y vigas (si se considera una conexión RBS entonces $\boldsymbol{Zviga}$ debe calcularse en el centro de la RBS); $\boldsymbol{Fy}$ es el esfuerzo de fluencia del material que compone cada elemento; $\boldsymbol{Puc}$ es la carga axial requerida para la columna usando las combinaciones de carga para columnas (se debe incluir la sobre resistencia, más adelante se explica con detalle); $\boldsymbol{Ag}$ es el área bruta de la sección; $\boldsymbol{Ry}$, es el factor de esfuerzo de fluencia probable (para A36 este valor es 1.3 acorde a la NEC-SE-AC 2015) y $\boldsymbol{Mu_{viga}}$ es el momento adicional basado en las combinaciones de carga (producido por la fuerza de corte localizado en la zona donde probablemente se tendrá la articulación plástica multiplicado por la distancia hasta la junta o nudo).

En Cagua et al, 2021 se deduce que en la etapa de prediseño es posible asegurar esta relación de momentos plásticos nominales a través de los módulos plásticos de sección Z para columnas y vigas con la expresión 56 cuando 2 vigas trasmite momento a una columna como se muestra en la figura 22.

$$\frac{Zcol}{Zviga} \geq 1.64 \tag{56}$$

Cuando se tiene una conexión que permite la rotación en un extremo de la viga de la figura 22 entonces esta relación cambia, considerando la expresión 57 cuando se tiene diferentes secciones de columnas o la ecuación 58 cuando es la misma sección de columnas en la parte superior e inferior del nudo de análisis:

$$\frac{Zcol_{inferior} + Zcol_{superior}}{Zviga} \geq 1.64 \tag{57}$$

$$\frac{Zcol}{Zviga} \geq 0.82 \tag{58}$$

En este caso particular, para el análisis del nudo de primer piso en el eje B, la viga que podría aportar con momentos plásticos nominales es la viga del lado izquierdo IPE450 cuyo $Zviga = 1623.9\ cm^3$ y la columnas inferior y superior al nudo tienen la misma sección HEB400 cuyo $Zcol = 3125.4\ cm^3$, esto implica una relación de módulos plásticos de sección de 1.92 mayor a 0.82, en conclusión se asegura un comportamiento sismo resistente adecuado con una columna más fuerte que las vigas.

$$\frac{Zcol}{Zviga} = \frac{3125.4}{1623.9} = 1.92$$

Se debe destacar que si la conexión de la viga del vano central transfiriera momentos a la columna esta relación puede disminuir debido a que la viga IPE600 tiene un módulo plástico de sección elevado, estas comparaciones se realizan en el apartado final de este artículo, en el que se expone las diferencias en el comportamiento de pórticos con arriostramientos en función de la configuración de las riostras y de las condiciones de conexión entre elemento.

Con relación al prediseño de pórticos de momento se puede notar que existe una demanda axial mayor en las columnas del marco que contiene los arrostramientos, aunque sigue siendo válidas las secciones impuestas de columnas. En este análisis se mantiene las secciones de vigas presentadas en Cagua et al. 2021 y únicamente se modifica en el vano central.

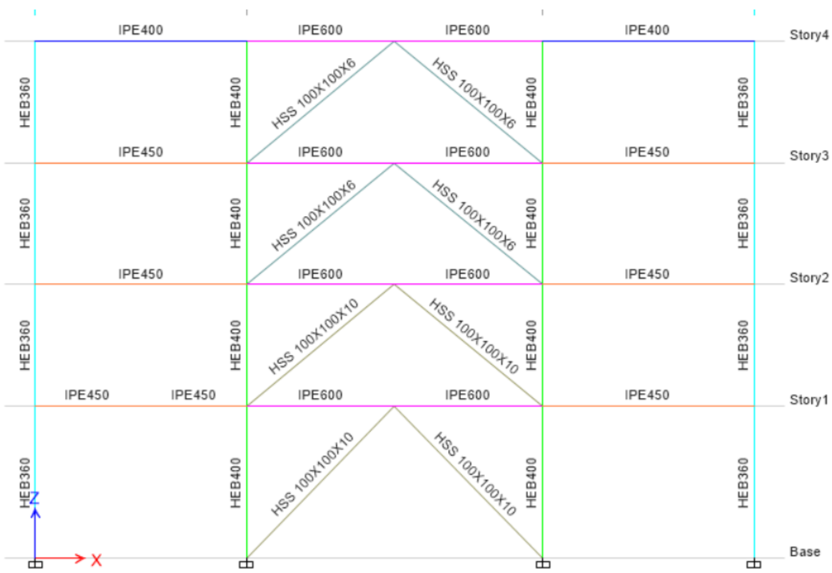
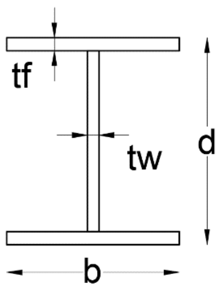


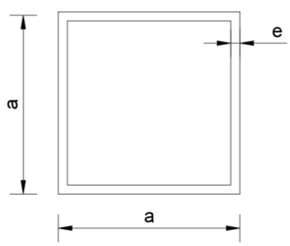
Figura 23 Secciones del pórtico con base en un prediseño.

Las siguientes propiedades de material corresponden a las del acero ASTM A36, Fy = 36 ksi, Fu = 58 ksi y E = 29000 Ksi. Las dimensiones de las columnas y vigas se definen en la Tabla 10, donde la identificación del color es consistente con la figura 23.

Tabla 10 Descripción de las secciones de los elementos estructurales.



Color	Elemento	Dimensiones (mm) **d** x **b** x **tf** x **tw**
	Columnas HEB400	400x300x24x13.5
	Columnas HEB360	360x300x22.5x12.5
	Vigas IPE600	600x220x19.0x12.0
	Vigas IPE450	450x190x14.6x9.4
	Vigas IPE400	400x180x13.5x8.6



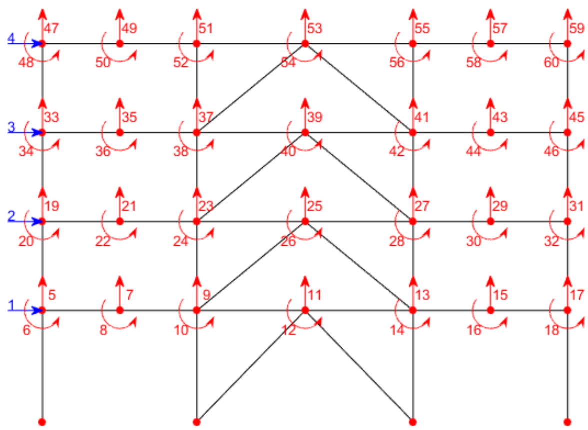
Color	Elemento	Dimensiones (mm) **a** x **e**
	Diagonales HSS 100X100X10	100x10
	Diagonales HSS 100X100X6	100x6

6. MODELACIÓN CON *CEINCI-LAB*

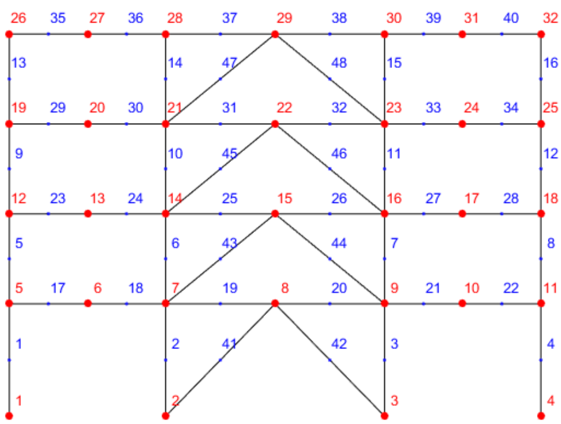
Es necesario corroborar el prediseño mediante un análisis numérico global de la estructura, se requiere aplicar una metodología de análisis sísmico para determinar desplazamientos, derivas, fuerzas y cortante en cada piso; posteriormente verificar que las derivas sean menores a los limites permitidos por la NEC-15, para este caso debe ser menor a 2%. Con las fuerzas en los pisos y con las cargas muertas y vivas se debe realizar un análisis estático para cada estado de carga, recordando que el efecto del sismo es bidireccional y con ello se obtienen las combinaciones de carga para calcular la envolvente de las solicitaciones (Demanda “D”). Posteriormente se debe determinar la capacidad axial, a corte, y flexión de los elementos, es importante conocer que las acciones a flexión y axial están interrelacionadas. Con estos valores se calcula la relación Demanda versus Capacidad “D/C” y se verifica que sea menor a 1. Además, en pórticos con arriostramientos se debe realizar el diseño por capacidad, es decir reemplazar a las diagonales con las fuerzas esperadas a tracción y compresión (caso i), también las fuerzas esperadas a tracción y a compresión posterior al pandeo (caso ii) estos efectos reemplaza al sismo, que en conjunto con las cargas muerta y viva en base a las combinaciones de carga se debe verificar que la D/C sea menor a 1 para asegurar un comportamiento de diagonal débil, viga fuerte y columna mucho más fuerte. Finalmente se verifica la conexión viga/columna.

Los códigos del programa CEINCI-LAB para incluir diagonales en el análisis han sido explicado con detalle en los artículos de Cagua *et al.*, 2020; Aguiar et al, 2020; Herrera et al, 2020. En este articulo se presentará la metodología de análisis y se describirá con detalle las nuevas funciones de CEINCI-LAB para el diseño de pórticos con arriostramientos concéntricos. Además, en el artículo de Cagua t al., 2021 se presenta la secuencia de modelación de pórticos a momento de acero con CEINCI-LAB, se ilustra el marco teórico del análisis y diseño de pórticos de acero.

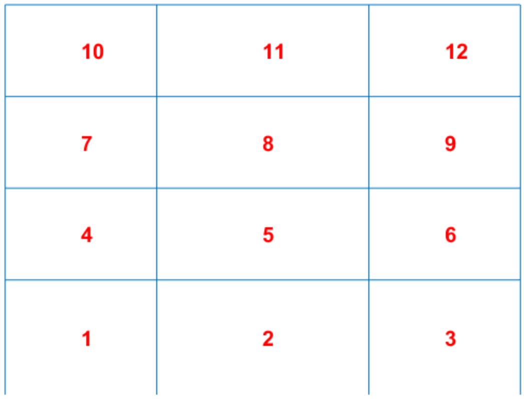
En color rojo de la figura 24d se muestra la parte adicional del código para incorporar diagonales en V invertida en los marcos 2, 5, 8 y 11 (variable **mar**), en este caso como no existe la predisposición en V de diagonales entonces la variable **marv** se define como cero. Las rutinas **dibujo, dibujogdl, dibujoNudElem, dibujovanos** permiten graficar el esquema estructural; los grados de libertad en cada nudo y la numeración de nudos y elementos, además de la numeración de los vanos del pórtico en los que se puede colocar diagonales, esto se aprecia en las figuras 234a, 24b y 24c.



(a)



(b)



(c)

Código del programa principal, parte 1:

```
%% ......... GEOMETRÍA DEL PÓRTICO .........................
sv =[5.00;7.00;5.00]; %Ingresar un vector con la longitud de vanos en (metros)
Long_Piso=5*2+7.0; % Longitud (m)
Ancho_Col=6; % Ancho colaborante
sp =[3.6;2.88;2.88;2.88]; %Ingresar un vector con la altura de pisos en (metros)
np = length(sp); % Número de pisos
mar = [2;5;8;11];% Diagonales en forma de V invertida
marv=0; % Diagonales en forma de V
CM=[0.5;0.5;0.5;0.35]*Ancho_Col; % Carga muerta T/m en cada piso
CV=[0.25;0.25;0.25;0.1]*Ancho_Col; % Carga viva T/m en cada piso
Porc_viva=0.25; % Fracción de carga viva para el peso reactivo sismico
(W=D+Porc*L)
[nv,np,nudt,nudcol,nudvg,nod,nr]=geometria_nudo_viga(sv,sp); % Geometría del
pórtico sin diagonales
[X,Y]=glinea_portico2(nv,np,sv,sp,nod,nr); % Coordenadas de los nudos del
pórtico
[NI,NJ]=gn_portico2(nr, nv, nudt, nudcol, nudvg); %Nudos inicial y final de los
elementos
%% ........INCORPORACIÓN DE DIAGONALES...................
[GEN]=geometria2_nudo_diagonales(nv, np, nudt, mar, marv); %Geometria de
diagonales con sus respectivos nudos
[NI2,NJ2]=gn_portico(GEN);% Coordenadas de los nudos de las diagonales
[NI,NJ]=gn_portico3(NI,NJ, NI2,NJ2);%Nudos iniciales y finales del pórtico con
diagonales
%% .......................... DIBUJO DE LA ESTRUCTURA 2D.............................
%dibujo(X,Y,NI,NJ)          %Dibujo de estructura
dibujogdl(X,Y,NI,NJ,CG)      %Dibujo de grados de libertad para análisis sísmico
dibujoNudElem(X,Y,NI,NJ,CG)  %Dibujo de estructura con numeración de nudos y
elementos
dibujovanos(sv,sp)
```

Figura 24 a) Grados de libertad para análisis sísmico; b) Numeración de nudos y elementos**;** c) Numeración de vanos; d) Código de ***CEINCI-LAB*** con datos de geometría y cargas**.**

Los tipos de secciones para columnas y vigas se asignan en la matriz **Sec_VG_COL** que contiene en cada fila un tipo de sección, además en la primera columna de cada fila se indica el tipo de sección seguido de las dimensiones del elemento; las dimensiones son peralte, **d**; espesor del alma, **tw**; ancho del patín superior, **bs** e inferior **bi**; espesor de los patines superior **tfs** e inferior **tfi**.

Para designar cada sección a un elemento se debe tener en cuenta la numeración de los mismos, que se indica en la figura 24b, la matriz **Elem_Sec_VG_COL** que tiene en la primera columna el tipo de sección y seguido a esta columna se debe escribir el número de elemento a la cual se asignara la misma. El código de ***CEINCI-LAB*** se expone en la figura 25.

Código del programa principal, parte 2:

```
%% ................................ SECCIONES .....................................
% Propiedades del material
Fy=25310.505;   % Esfuerzo de fluencia, T/m2
Es=20389019.16; % Módulo de elasticidad, T/m2
Fu=40778.036;   % Esfuerzo último, T/m2
Ry = 1.3; % Factor de Fluencia Probable (Ry) depende del acero para A36
Ry=1.3
%Uso_Conexion = # % Conexion Precalificada RBS 1, Conexion
Precalificada diferente que RBS 2, No Precalificada 3.
Uso_Conexion = 1;
Materiales = [Fy, Fu, Es, Uso_Conexion];

% Sec_VG_COL = Elementos I =[tipo#, d,tw,bs,bi,tfs,tfi]... En milimetros!!
% https://www.importaceros.com/ecuador-quito/viga-heb/
Sec_VG_COL=[ 1 400, 13.5, 300,  300,  24.0,  24.0; % Tipo 1 HEB 400
             2 360, 12.5, 300,  300,  22.5,  22.5; % Tipo 2 HEB 360
             3 450,  9.4, 190,  190,  14.6,  14.6; % Tipo 3 IPE 450
             4 600,   12, 220,  220,    19,    19; % Tipo 4 IPE 600
             5 400,  8.6, 180,  180,  13.5,  13.5];% Tipo 5 IPE 400

% Elem_Sec_VG_COL = ["tipo# respecto de Sec_VG_COL", Identificador de
los elementos]
Elem_Sec_VG_COL=[1  2,  6, 10, 14,   0,  0;
                 1  3,  7, 11, 15,   0,  0;
                 2  1,  5,  9, 13,   0,  0;
                 2  4,  8, 12, 16,   0,  0;
                 3 17, 18, 21, 22,  23, 24;
                 3 27, 28, 29, 30,  33, 34;
                 4 19, 20, 25, 26,  31, 32;
                 4 37, 38,  0,  0,   0,  0;
                 5 35, 36, 39, 40,   0, 0];
```

Figura 25 Código de ***CEINCI-LAB*** con datos de materiales y secciones**.**

Las secciones de diagonales se consideran en base a las propiedades de las mismas, para calcular las propiedades de área, inercia y modulo plástico de la sección se utiliza la función **Geom_acero** que requiere de datos Sec_Col, que contiene: Material=1 para acero; Type=3 para sección tubular; d, tw, bs, bi, tfs, tfi las dimensiones del perfil; Lon es la longitud del elemento que se puede considerar como 3.0 aunque no es relevante en el cálculo; cpc es 1 si se trata de una conexión precalificada. **Geom_acero** calcula algunas propiedades de la sección que no se asignara a ninguna variable y por ello se tiene el símbolo **~,** mientras que en los espacios correspondiente al Z, A, I se tienen variables.

Las variables de interés se asignan a los elementos en base a **Seccion_Diag, Z_Diag, Dimensiones_Diag,** estas matrices se componen de 5 columnas cada una de ellas; en la primera columna se coloca el numero del elemento, al que se asignaran las propiedades en las columnas 2 y 3 de la matriz, (la numeración de los elementos se indica en la figura 24b) la cuarta columna indica cuantos elementos adicionales tienen la misma propiedad y los siguientes elementos que secuencia de numeración tienen, por ejemplo se requiere asignar las propiedades tipo 1 al elemento 41 y adicionalmente a los elementos 42, 43 y 44 (secuencia de 1 en 1).

En base a la función **gelem_portico** se construye una matriz de 2 columnas, en las que se ordena las propiedades de interés de los elementos.

Las riostras pueden trabajar axialmente (figura 26a) o en combinación con efectos de flexión (figura 26b), el comportamiento inelástico que se puede presentar en una riostra sujeta a esfuerzos axiales, especialmente compresión que es el estado crítico, consiste en falla en el centro de la diagonal; mientras que en una riostra sometida a compresión y flexión el daño se puede concentrar adicionalmente en los extremos del elemento.

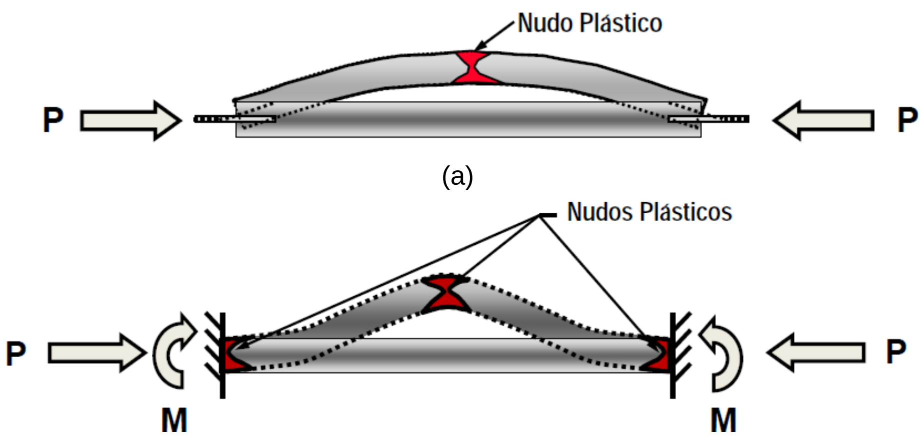


Figura 26 a) Comportamiento de riostra sometida a compresión; b) Comportamiento de riostra sometida a compresión y flexión.

En a figura 27 se describe el código para la consideración de las secciones de las riostras y en la variable **Tconex** se define si la riostra trabaja axialmente, este valor es cero; caso contrario estará sometida a afectos de flexión y axial.

Código del programa principal, parte 3:

```
%% ............................... SECCIÓN DIAGONALES ...............................
% Diagonales tipo 1 TC 100x100x10 mm
Material=1;Type=3;d=100/1000;tw=10/1000;bs=d;bi=bs;tfs=tw;tfi=tw;
%Geometría de la Diagonal
cpc=1;          % Conexión precalificada
Lon=3.0;         % Longitud se requiere para calcular curvaturas
Sec_Col=[Material,Fy ,Fu,Es,Type,d,tw,bs,bi,tfs,tfi];
[~,~,~,~,Z,A,I,~,~,~,~,~,~,~]=Geom_acero(Sec_Col,Lon,cpc);
A_Diag1 = A;     % Área de la seccion transversal
I_Diag1 = I;     % Inercia de la seccion transversal
h_Diag1=d-2*tw;  % Altura de la diagonal para relación de aspecto
tw_Diag1=tw;     % Espesor del alma para relación de aspecto
z_Diag1=Z;       % Módulo plástico de la diagonal

% Diagonales tipo 2 TC 100x100x6 mm
Material=1;Type=3;d=100/1000;tw=6/1000;bs=d;bi=bs;tfs=tw;tfi=tw;
%Geometría de la Diagonal
cpc=1;          % Conexión precalificada
Lon=3.0;         % Longitud se requiere para calcular curvaturas
Sec_Col=[Material,Fy ,Fu,Es,Type,d,tw,bs,bi,tfs,tfi];
[~,~,~,~,Z,A,I,~,~,~,~,~,~,~]=Geom_acero(Sec_Col,Lon,cpc);
A_Diag2 = A;     % Área de la seccion transversal
I_Diag2 = I;     % Inercia de la seccion transversal
h_Diag2=d-2*tw;  % Altura de la diagonal para relación de aspecto
tw_Diag2=tw;     % Espesor del alma para relación de aspecto
z_Diag2=Z;       % Módulo plástico de la diagonal

Seccion_Diag=[41 A_Diag1 I_Diag1 3 1;
          45 A_Diag2 I_Diag2 3 1]; % SECCION=[i, base, altura, nig,ii]

Z_Diag=[41 z_Diag1 0 3 1;
      45 z_Diag2 0 3 1]; % SECCION=[i, z_Diag1, 0, nig,ii]

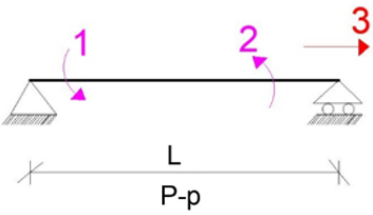
Dimensiones_Diag=[41 h_Diag1 tw_Diag1 3 1;
            45 h_Diag2 tw_Diag2 3 1]; % Dimensiones_Diag=[i, h o Diametro,
espesor, nig,ii]

[ELEM_DIAG]=gelem_portico(Seccion_Diag); %
ELEM_DIAG=[Area_Diagonales,Inercia Diagonales]
[ELEM_Z_Diag]=gelem_portico(Z_Diag);    % Matriz con modulos plastico
de diagonales
num_Diag =size(ELEM_Z_Diag,1)-nudt;     % Número total de diagonales

Tconex=0; % Tipo de conexion de las diagonales (0 = articulada  //  1 = a
momento)
```

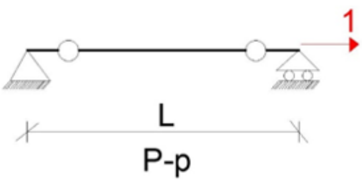
Figura 27 Código de ***CEINCI-LAB*** con datos de materiales y secciones.

Para calcular la matriz de rigidez se debe hallar la rigidez de cada elemento en coordenadas globales y componer la matriz de rigidez de la estructura en los grados de libertad indicados en la figura 24a, es importante mencionar que el modelo base o fundamental considera 3 grados de libertad a como se indica en la figura 28a. Para los elementos con diagonales cuando trabajan axialmente el modelo fundamental es el indicado en la figura 28b y para la viga 19 que tiene una conexión que permite la rotación en el extremo izquierdo se tiene el modelo de la figura 28c, finalmente para la viga 20 la conexión permite rotación en el extremo derecho y su modelo fundamental es el indicado en la figura 28d (ver numeración de elemento en la figura 24b). De estos modelos base se utilizan matrices de paso o transformación para colocar en modelos con grados de libertad en coordenadas locales y globales. Una explicación más detallada se puede encontrar en Aguiar (2020).



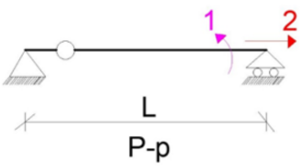
$$f = \frac{L}{6\,(EI)_0}\begin{bmatrix} (1+S_a) & -1 & 0 \\ -1 & (1+S_b) & 0 \\ 0 & 0 & \dfrac{6\,(EI)_0}{EA} \end{bmatrix}$$

(a)



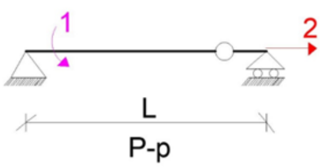
$$f = \frac{L}{EA}$$

(b)



$$f = \frac{L}{6\,(EI)_0}\begin{bmatrix} (1+S_b) & 0 \\ 0 & \dfrac{6\,(EI)_0}{EA} \end{bmatrix}$$

(c)

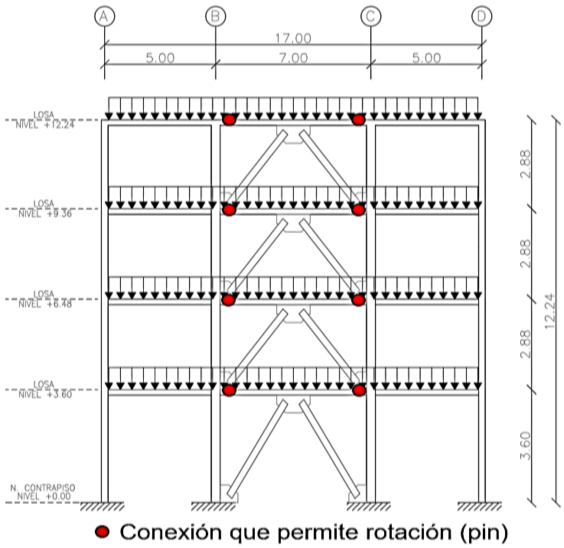


$$f = \frac{L}{6\,(EI)_0}\begin{bmatrix} (1+S_a) & 0 \\ 0 & \dfrac{6\,(EI)_0}{EA} \end{bmatrix}$$

(d)

Figura 28 Casos que se consideran para el cálculo de la matriz de rigidez de un elemento; a) Elementos con conexiones rígidas. b) Elementos únicamente con comportamiento axial; c) La conexión del lado izquierdo permite rotación; d) La conexión del lado derecho permite rotación; Para los cuatro casos se presenta la matriz de flexibilidad en sistema fundamental.

En la figura 29 se indica la variable **num_viga** que tiene 2 columnas, la primera con los elementos que se deben liberar el grado de libertad de giro en el extremo izquierdo y la columna 2 contiene los elementos que se debe liberar giro al extremo derecho. Para este caso de manera automática se asignan los elementos de las vigas en el vano central del pórtico, en los cuales se tiene las riostras.



(a)

Código del programa principal, parte 4

```
marcos=nonzeros([mar; marv]);% Todos los vanos donde existen diagonales
[num_Mar_Diag,variable]=size(marcos)

%   Número de marcos con diagonales
for u=1:num_Mar_Diag
num_viga(u,1)=nudcol+2*marcos(u,1)-1;
num_viga(u,2)=nudcol+2*marcos(u,1);
end
```

(b)

Figura 29 a) Estructura indicando los extremos con conexión que permite giro; b) Código de ***CEINCI-LAB*** para liberar grados de libertad en vigas**.**

Para el análisis sísmico se consideran los parámetros presentados en la figura 30, se asume suelo D para la ciudad de Quito, con un R = 6 y Ω = 2; en este caso la función **Analisis_Sismico_Porticos_Diag_Art** permite calcular las matrices de masa, rigidez, periodos de cada modo de vibración (modelo de 1 grado de libertad por piso), periodo con la ecuación de la NEC-15, Cortante, Fuerzas laterales, Derivas y Desplazamientos inelásticos de cada piso. La función se denomina **Diag_Art** debido a que tiene diagonales con conexión articulada en los extremos.

Código del programa principal, parte 5:

```
%% ............................. CÁLCULOS SÍSMICOS ...............................
% Espectro de diseño NEC 15
is=4; % Suelo D
iz=5; % Zona sísmica 5 = 0.4g
ip=2; % Región Sierra
Importancia = 1.0; % Factor de importancia
R = 6; % Factor de reducción de la fuerza sísmica
Cd = 5; % ASCE 7 - 16 SCBF Tabla 12.2-1
omega=2; % Factor de Sobre resistencia SCBF( ASCE 7-16 Tabla 12.2-1 )
Dibujar = 1; % 1 para dibujar el espectro // 2 no dibujar
fip=1;fie=1.0; % Factores de planta y elevación
zeda=0.05; % Amortiguamiento
Tipo_Estr =2; %1 estructuras de acero sin arriostramiento; 2 con arriostramiento
            % 3 estructuras de hormigón sin muros ni diagonales; 4 con
            % muros y diagonales rigidizadoras y estructuras basadas en
            % estos
% Tipo_Estr =1 Acero sin arriostramientos // Tipo_Estr =2 Acero con
arriostramiento
% Tipo_Estr =3 Hormigón armado sin arriostramientos // Tipo_Estr =4  Hormigon
armado con arriostramiento
Espectro=[is iz ip Importancia R fip fie zeda Tipo_Estr Dibujar]; % Datos para el
espectro NEC 1
%% ................. ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA .................................
[M_Masa, M_Rigidez_Sis, T, T_Nec, Cort_Sis, Fuerzas_Sis, Derivas,
Desp_Inelast]=Analisis_Sismico_Porticos_Diag_Art(sv,sp,mar,marv,qp,Sec_VG
_COL,Elem_Sec_VG_COL,ELEM_DIAG,Materiales,Espectro,Tconex,num_viga);

%% ...................................... PERIODOS .................................................
disp('Los periodos de vibración en segundos con CEINCI-LAB son:')
T % seg
disp('El periodo de vibración fundamental en segundos NEC 15 es:')
T_Nec % seg
```

Figura 30 Código de ***CEINCI-LAB*** para análisis sísmico**.**

La matriz de rigidez se muestra a continuación, se puede observar que la dimensión de esta matriz es de 4x4 debido a que se considera un modelo simplificado de 1 grado de libertad por piso, entonces la matriz de rigidez de la estructura con los grados de libertad indicados en la figura 24a se condensa en los grados de libertad principales (los horizontales):

$$K = \begin{bmatrix} 54710 & -35018 & 4781 & -212 \\ -35018 & 56007 & -28223 & 3650 \\ 4781 & -28223 & 45081 & -20994 \\ -212 & 3650 & -20994 & 17481 \end{bmatrix}$$

La matriz de masa también tiene dimensión 4x4 debido a que el modelo concentra la masa del piso en un punto, es decir una masa en cada nivel.

$$M = \begin{bmatrix} 5.85 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 5.85 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 5.85 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 3.90 \end{bmatrix}$$

Respecto al modelo de pórticos sin diagonales se puede evidenciar un incremento de la matriz de rigidez, esto es la mayor ventaja de este sistema estructural.

El periodo fundamental de vibración calculado con la matriz de masa y rigidez es de 0.30 segundos, que es inferior al límite de 1.3 veces el periodo de la NEC 15. En la figura 31 se puede visualizar el espectro elástico de diseño de color azul y de color verde el espectro reducido por el factor R, además la línea vertical de color rojo representa el periodo fundamental de vibración y las otras líneas de color gris son los otros periodos de vibración.

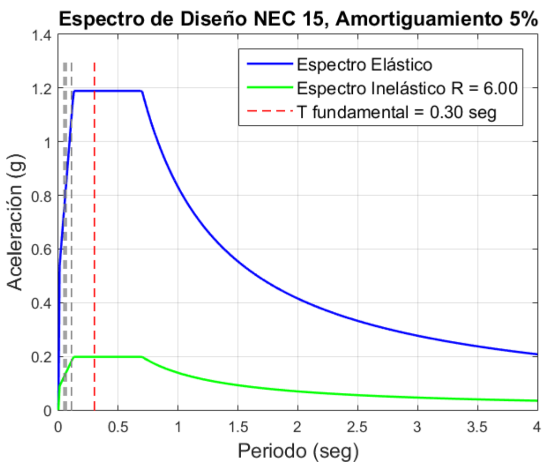


Figura 31 Espectro de diseño**.**

La función de ***CEINCI-LAB*** permite calcular los desplazamientos y derivas inelásticas de cada piso, para la deriva se emplea la ecuación 59, considerando la variable $Factor = 1$, esto de manera conservadora para estructuras metálicas, también el usuario puede modificar la rutina si desea considera $Factor = 0.75$ como lo indican algunas normativas.

$$\Delta m = \text{Factor} \cdot \Delta e \cdot R \quad (59)$$

$$\Delta e = \frac{Despl.Rel._{(n)}}{h} \quad (60)$$

Donde Δm es la deriva inelástica para cada piso, este valor debe ser menor a 0.02 para pórticos de acero (NEC 2015); **R** es el factor de modificación de la respuesta sísmica; Δe es la deriva elástica para cada piso; $\boldsymbol{Despl.Rel._{(n)}}$ es el desplazamiento de cada piso obtenido con la aplicación de fuerzas laterales; **h** es la altura de cada piso.

En la figura 32 se muestra los resultados de desplazamientos, derivas y cortante en cada piso del pórtico, determinados con el Método Estático Equivalente en la línea de color rojo y la de color azul representa los resultados del Método Modal Espectral en base a la combinación cuadrática completa. Se puede apreciar que las respuestas del método Modal Espectral son inferiores a las respuestas del método Estático Equivalente. El usuario debe escoger con que fuerzas laterales continua el análisis, no obstante, se debe cuidar que la respuesta del análisis Modal Espectral sea superior al 80% del método Estático Equivalente si el usuario decide emplearlo en los siguientes análisis. En este caso el cortante basal con el método Estático Equivalente es 41.7 T y con el método Modal Espectral es 36.6 T; esto representa 87.8 % entre un método y otro.

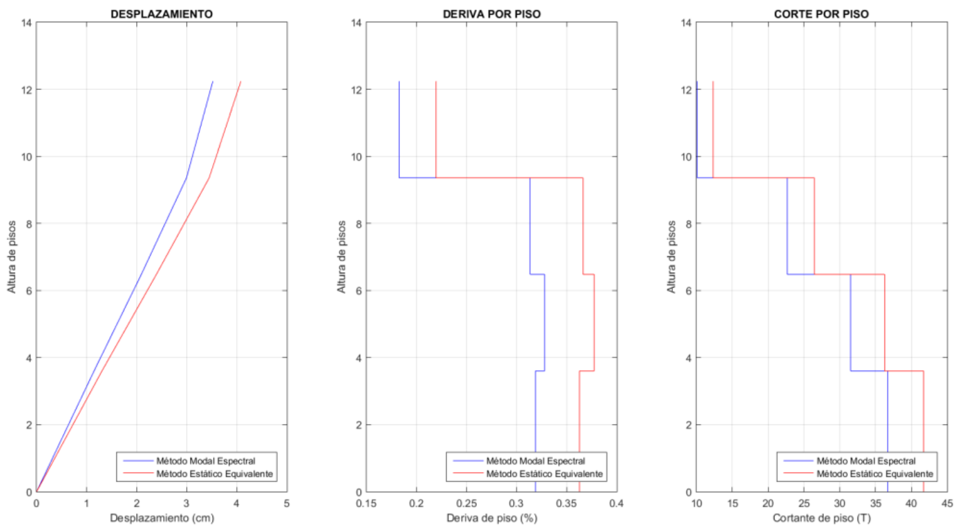


Figura 32 Respuestas del análisis sísmico**.**

La deriva inelástica máxima que se presenta en el segundo piso es 0.38 % y 0.33 % con cada método, en ambos casos es menor al 2% que se tiene como límite en la NEC 15 para pórticos de acero. Cuando se considera una conexión RBS se debe amplificar las derivas para considerar el cambio de área e inercia en las secciones de vigas, se recomienda amplificar estos valores por 10% para ser conservadores y verificar que sean menores al límite máximo de las normas, en este caso se cumple.

Es importante calcular el índice de estabilidad de la estructura (θ), esto se relaciona con el efecto P-Delta, es decir con efectos adicionales que pueden causar un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas, esto se debe

considerar para la evaluación de la estabilidad estructural ante posible volteo y se determina con la ecuación 61.

$$\theta_i = \frac{P_i \cdot \Delta_i}{V_i \cdot h_i} \tag{61}$$

Donde **Pi** es la carga axial debido a los estados de cargas muerta y viva, es posible considerar la reducción de cargas vivas como se establece en las normativas, sin embargo, para ser conservadores en ***CEINCI-LAB*** no se considera reducción. Δ_i es el desplazamiento relativo elástico de cada piso, si se considera una conexión RBS debido a la reducción de los patines en las vigas se puede aumentar un 10% estos desplazamientos; $\boldsymbol{V_i}$ es el cortante en cada nivel; $\boldsymbol{h_i}$ es la altura de cada nivel. En la figura 33 se presenta el código de CEINCI-LAB, la función **Indice_Estabilidad_Sismo_V2** utiliza para el cálculo de la estabilidad las fuerzas y desplazamientos obtenidas con el método Estático Equivalente, esto se define en la variable **Metodo** que es igual a **2** en este caso, si se requiere calcular con el método modal espectral esta variable debería definirse como 1.

Código del programa principal, parte 6:

```
%% .................... ÍNDICE DE ESTABILIDAD ........................................
Metodo = 2; % 1 Modal Espectral Nec 15 // 2 Lineal Estático Nec 15
[Teta, Teta2, Teta_Admisible]=Indice_Estabilidad_Sismo_V2(CM, CV,
Long_Piso, sp, R, Metodo, Cort_Sis, Desp_Inelast, Uso_Conexion); %NEC 15
```

Figura 33 Código para análisis de estabilidad con CEINCI-LAB**.**

Cuando el índice de estabilidad es menor a 0.10 entonces se clasifican los pisos como no susceptibles al volteo; si este índice es superior a 0.3 entonces la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse; cuando se encuentra entre 0.1 y 0.3 se debe calcular un factor $f_{P-\Delta}$ y multiplicar todas las fuerzas laterales por este factor.

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1 - \theta} \tag{62}$$

Siendo θ el mayor valor de los θ_i. A continuación, se muestran los resultados del índice de estabilidad de cada piso de la estructura y se comprueba que es menor a 0.10 en todos los niveles, además debido a la gran rigidez lateral de la estructura en comparación con pórticos a momentos entonces estos valores son pequeños.

$$\theta = \begin{bmatrix} 0.0059 \\ 0.0051 \\ 0.0041 \\ 0.0020 \end{bmatrix}$$

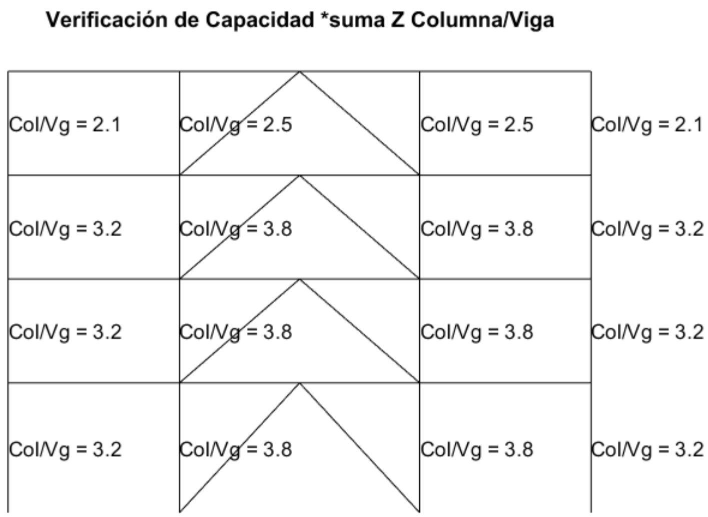
En esta etapa se puede indicar que las secciones de columnas, vigas y diagonales permiten controlar los desplazamientos laterales de manera adecuada, entonces se procede a calcular la relación de los módulos plásticos de columnas respecto a vigas, que llegan a un mismo nudo, asegurando que sea mayor a 0.82 como se demostró en la ecuación 58. La rutina que calcula esta relación se denomina **relacion_sum_Z_columna_viga_Articuladas** y **dibujo_relacion_sum_Z_columna_viga_Articuladas** permite presentar gráficamente esta relación (figura 34), es importante mencionar que los códigos sísmicos indican que en el último piso no se requiere cumplir con esta relación de la capacidad de las columnas superior a la capacidad de las vigas.

Código del programa principal, parte 7:

```
%% Índice de Columna-Fuerte viga Débil  .........................
[L,seno,coseno]=longitud(X,Y,NI,NJ); %long. de @elem, seno y coseno
[Seccion,Elem_Tipo_Prop2,Z_ELEM,th_ELEM]=Diferentes_Vg_COL(nudt,Sec_VG
_COL,Elem_Sec_VG_COL,Uso_Conexion,Fy,Es,L);
%Seccion=[ELEMENTO, Área, Inercia, NÚMEROS DE ELEMENTOS A CREAR,
INCREMENTO EN NUMERO DE ELEMENTO]
[ELEM]=gelem_portico(Seccion);

Capacidad_sum_Z_columna_viga=relacion_sum_Z_columna_viga_Articuladas
(coseno,nr,nudcol,X,Y,NI,NJ,Z_ELEM,Elem_Tipo_Prop2,Sec_VG_COL,num_viga)
;
dibujo_relacion_sum_Z_columna_viga_Articuladas(X,Y,NI,NJ,Capacidad_sum
_Z_columna_viga)
```

(a)



(b)

Figura 34 a) Código de CEINCI-LAB; b) Relaciones de módulos plásticos de columnas para vigas de forma gráfica.

En esta etapa del análisis se comprueba que las secciones de columnas y vigas asignadas al pórtico permiten cumplir con los requisitos “viga débil y columna fuerte”, estabilidad global y derivas, por lo tanto, se puede continuar con el análisis estático, es decir aplicar los estados de carga gravitacionales y laterales (sismo) para determinar las fuerzas internas en los elementos.

Para el análisis estático se cambian los grados de libertad y se considera un modelo con 3 grados de libertad por nudo (Desplazamiento en horizontal, vertical y Giro), esto debido a que es un pórtico plano. En la figura 35a se muestra el código para calcular los grados de libertad con la rutina **cg**, es importante notar que se requiere definir las restricciones en la base de cada columna, para este caso se considera un empotramiento. En la figura 35b se muestra la numeración de grados de libertad con la función **dibujogdl**. Con este modelo se calcula la matriz de rigidez **KTT** que es la suma de la matriz de rigidez del pórtico **K_ACP** (columnas y vigas) más la matriz rigidez de las diagonales **K_ACD**.

Código del programa principal, parte 8:

```
%% .................................. ANÁLISIS ESTÁTICO ..........................................
% Restricciones de apoyo
aux=length(sv);
for i=1:aux+1
   RES(i,:)=[i 1 1 1];  %Nudos restringidos del portico con diagonales
end
[CG,ngl]=cg(nod,nr,RES); %Calcula los grados de libertad 3 por nudo
dibujogdl(X,Y,NI,NJ,CG)  %Dibujo de grados de libertad para análisis estático

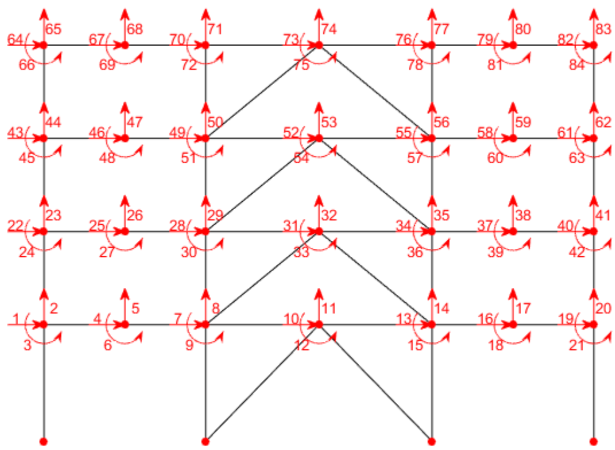
[VC]=vc(NI,NJ,CG); %Vector de colocación
% ... En la union de la viga - columna se libera momentos para hacer una
% conexion a corte que permite grandes rotaciones
num_elem=length(num_viga);
for h=1:num_elem
VC(num_viga(h,1),3)=0;
VC(num_viga(h,2),6)=0;
end
%% ............................ MATRIZ DE RIGIDEZ ...............................
% Contribución de Elementos de Vigas y Columnas
ELEM_ACP=ELEM(1:nudt,:); L_ACP=L(:,1:nudt);
seno_ACP=seno(:,1:nudt); coseno_ACP=coseno(:,1:nudt); VC_ACP=VC(1:nudt,:);
[K_ACP]=krigidez_acero_Articulados(ngl,ELEM_ACP,L_ACP,seno_ACP,coseno_
ACP,VC_ACP,Es,RES); %Matriz de rigidez de columnas y vigas
% Contribución de Elementos Diagonales de Acero
L_ACD=L(:,nudt+1:end); seno_ACD=seno(:,nudt+1:end);
coseno_ACD=coseno(:,nudt+1:end);
   if Tconex==0
   ELEM_ACD=ELEM_DIAG(nudt+1:end,1); %.......IMPORTANTE Solo Área
   VC_ACD=VC(nudt+1:end,[1,2,4,5]); %........IMPORTANTE IGNORO GRADOS
DE LIBERTAD DE GIRO
```

```
[K_ACD]=krigidez(ngl,ELEM_ACD,L_ACD,seno_ACD,coseno_ACD,VC_ACD,Es);

VC_ACD2=[VC(nudt+1:end,[1,2]),0*VC(nudt+1:end,[3]),VC(nudt+1:end,[4,5]),0*VC
(nudt+1:end,[6])];
   else
   ELEM_ACD=ELEM_DIAG(nudt+1:end,:); %.......IMPORTANTE Solo Área
   VC_ACD=VC(nudt+1:end,:); %.Importante todos los grados de libertad

[K_ACD]=krigidez_acero(ngl,ELEM_ACD,L_ACD,seno_ACD,coseno_ACD,VC_AC
D,Es);%Matriz de rigidez de las diagonales
   VC_ACD2=K_ACD;
   end
%......................................................
KTT=K_ACP+K_ACD; %<------- MATRIZ "K" DE TODA LA ESTRUCTURA (T/m)
%..................................................
```

(a)



(b)

Figura 35 a) Código de CEINCI-LAB; b) Grados de libertad para el análisis estático.

A continuación, se aplica las cargas sísmicas en la estructura, como se indica en la figura 36, recordando que un caso de carga es cuando se analiza con fuerzas laterales de izquierda a derecha y otro caso es aplicando las fuerzas en sentido opuesto, esto es importante en estructuras que no son simétricas.

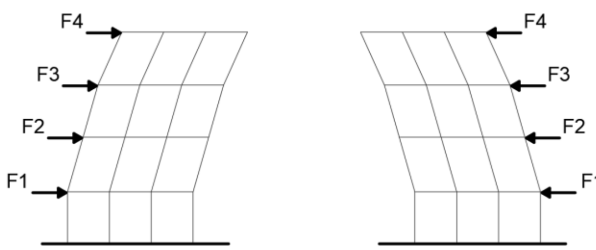


Figura 36 Cargas laterales aplicadas a las estructuras.

En la figura 37 se muestra el código de ***CEINCI-LAB*** que permite realizar el análisis estático con fuerzas laterales, el procedimiento consiste en definir las fuerzas en los nudos, esto se lo hace en el vector **F.** Se calcula el vector de cargas generalizadas, es decir las cargas en los nudos de las estructuras que son correspondientes a los grados de libertad indicados en la figura 35 b. Se resuelve la operación matricial planteada en la ecuación 63, donde **Q** y **K** son el vector de cargas generalizadas y la matriz de rigidez de la estructura (Aguiar 2020). Entonces se calculan los deslazamientos y giros del vector **q** (se debe considerar los grados de libertad de la figura 35 b).

$$\boldsymbol{Q} = \boldsymbol{K} \cdot \boldsymbol{q} \tag{63}$$

Cuando la estructura tiene riostras, el problema se debe dividir en el análisis para el pórtico y el análisis para las diagonales (las rutinas _Articuladas hacen referencias a la liberación de giros en las vigas).

Código del programa principal, parte 9:

```
%% ............................. CARGAS SÍSMICAS ..................................
Metodo = 2; % 1 Modal Espectral Nec 15 // 2 Lineal Estático Nec 15
njc=np; % Número de juntas Cargadas
%% Sentido de izquierda a derecha (Positivo)
F = [[nr+1:nr*2-1:nod]' Fuerzas_Sis(:,Metodo) zeros(np,1) zeros(np,1)]; % F =
[Nudo cargado, FH, FV, Momento]
datos=0;
nmc=0; % Número de miembros cargados
Fm=0; %Elem carg, carga, código, elem a gener, incr numero elemento
[Q_Sismo,Q2_Sismo]=cargas_arm_Articulados(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,V
C,F,Fm,datos,nr,NI,NJ,num_viga);
% [Q,Q2]=cargas(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos);
% Desplazamientos y Giros
q_Sismo=KTT\Q_Sismo;
% Fuerzas y momentos finales en los elementos
nmiembro= 1;        % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula la
contribución a la matriz de rigidez
[Fuerzas_Elementos_Sismo_COL_VG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_ACP
,L_ACP,seno_ACP,coseno_ACP,VC_ACP,Es,q_Sismo,Q2_Sismo(1:nudt,:),CG,nr,
NI,NJ,nmiembro,RES);
nmiembro= 1;        % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula la
contribución a la matriz de rigidez
ELEM_ACD2=ELEM_DIAG(nudt+1:end,:);
RES_ACD=0;
% Fuerzas y momentos finales en las diagonales
[Fuerzas_Elementos_Sismo_DG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_ACD2,L_A
CD,seno_ACD,coseno_ACD,VC_ACD2,Es,q_Sismo,Q2_Sismo(1+nudt:end,:),CG,
nr,NI,NJ,nmiembro,RES_ACD);
% Fuerzas y momentos finales en toda la estructura
Fuerzas_Elementos_Sismo_P=[Fuerzas_Elementos_Sismo_COL_VG;Fuerzas_
Elementos_Sismo_DG];
```

Figura 37 Código de ***CEINCI-LAB***.

Con el vector de coordenadas generalizadas q y la matriz de rigidez de cada elemento k se calcula las fuerzas en cada elemento, esto se lo hace en coordenada locales; cada elemento tiene 6 grados de libertad, 3 en el nudo inicial y 3 en el nudo final. La matriz de celdas **Fuerzas_Elementos_Sismo** contiene en su posición {1,1} las fuerzas en los elementos debido a las fuerzas laterales de izquierda a derecha y en la posición {2,1} las fuerzas en los elementos debido a fuerzas laterales en sentido opuesto como se muestra en la figura 38.

Código del programa principal, parte 10:

```
%% Sentido de derecha a izquierda (Negativo)
F = [[3*nr-1:nr*2-1:nod]' -Fuerzas_Sis(:,Metodo) zeros(np,1) zeros(np,1)]; % F =
[Nudo cargado, FH, FV, Momento]
[Q_Sismo,Q2_Sismo]=cargas_arm_Articulados(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC
,F,Fm,datos,nr,NI,NJ,num_viga);
% [Q,Q2]=cargas(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos);
% Desplazamientos y Giros
q_Sismo=KTT\Q_Sismo;
% Fuerzas y momentos finales en los elementos
nmiembro= 1;       % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula la
contribución a la matriz de rigidez
[Fuerzas_Elementos_Sismo_COL_VG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_ACP,
L_ACP,seno_ACP,coseno_ACP,VC_ACP,Es,q_Sismo,Q2_Sismo(1:nudt,:),CG,nr,
NI,NJ,nmiembro,RES);
nmiembro= 1;       % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula la
contribución a la matriz de rigidez
ELEM_ACD2=ELEM_DIAG(nudt+1:end,:);
RES_ACD=0;
% Fuerzas y momentos finales en las diagonales
[Fuerzas_Elementos_Sismo_DG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_ACD2,L_A
CD,seno_ACD,coseno_ACD,VC_ACD2,Es,q_Sismo,Q2_Sismo(1+nudt:end,:),CG,
nr,NI,NJ,nmiembro,RES_ACD);
% Fuerzas y momentos finales en toda la estructura
Fuerzas_Elementos_Sismo_N=[Fuerzas_Elementos_Sismo_COL_VG;Fuerzas_El
ementos_Sismo_DG];
% Fuerzas y momentos finales sismic@s positivo=P y negativo=N en la estructura
con diagonales
Fuerzas_Elementos_Sismo{1,1}=Fuerzas_Elementos_Sismo_P;
Fuerzas_Elementos_Sismo{2,1}=Fuerzas_Elementos_Sismo_N;
```

Figura 38 Código de ***CEINCI-LAB***.

Para el caso de cargas muertas y vivas se realizan análisis individuales de estados de carga como se indica en la figura 39, se reitera que el problema se divide en encontrar las fuerzas en los elementos del pórtico principal y posteriormente calcular las fuerzas en los elementos diagonales e integrarlos al final del análisis en las matrices de **Fuerzas_Elementos_CM** y **Fuerzas_Elementos_CV**.

Código del programa principal, parte 11:

```
%% ............................ CARGAS GRAVITACIONALES .............................
njc=0; % Número de juntas Cargadas
F = 0; % F = [Nudo cargado, FH, FV, Momento]
datos=0;
nmc=nudvg; % Número de miembros cargados
ui=1;
for i=1:np
   for j=1:nv*2
Fm_CM(ui,:)=[nudcol+ui  CM(i,1)  1  0  0]; %Elem carg, carga, código, elem a generar, incr
numero elemento
Fm_CV(ui,:)=[nudcol+ui  CV(i,1)  1  0  0]; %Elem carg, carga, código, elem a generar, incr
numero elemento
ui=ui+1;
   end
end

[Q_CM,Q2_CM]=cargas_arm_Articulados(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm_CM,dat
os,nr,NI,NJ,num_viga);
[Q_CV,Q2_CV]=cargas_arm_Articulados(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm_CV,dato
s,nr,NI,NJ,num_viga);
% [Q,Q2]=cargas(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos);

% Desplazamientos y Giros
q_CM=KTT\Q_CM;
q_CV=KTT\Q_CV;
% Fuerzas y momentos finales en los elementos
nmiembro= 1;        % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula la contribución
a la matriz de rigidez

%% Fuerzas y momentos finales por carga muerta == CM
% Fuerzas y momentos finales en columnas y vigas
[Fuerzas_Elementos_CM_COL_VG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_ACP,L_ACP,seno
_ACP,coseno_ACP,VC_ACP,Es,q_CM,Q2_CM(1:nudt,:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES);
% Fuerzas y momentos finales en diagonales
[Fuerzas_Elementos_CM_DG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_ACD2,L_ACD,seno_AC
D,coseno_ACD,VC_ACD2,Es,q_CM,Q2_CM(1+nudt:end,:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES_AC
D);
% Fuerzas y momentos finales en toda la estructura
Fuerzas_Elementos_CM=[Fuerzas_Elementos_CM_COL_VG;Fuerzas_Elementos_CM_DG
];

%% Fuerzas y momentos finales por carga viva == CV
% Fuerzas y momentos finales en columnas y vigas
[Fuerzas_Elementos_CV_COL_VG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_ACP,L_ACP,seno
_ACP,coseno_ACP,VC_ACP,Es,q_CV,Q2_CV(1:nudt,:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES);
% Fuerzas y momentos finales en diagonales
[Fuerzas_Elementos_CV_DG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_ACD2,L_ACD,seno_AC
D,coseno_ACD,VC_ACD2,Es,q_CV,Q2_CV(1+nudt:end,:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES_AC
D);
% Fuerzas y momentos finales en toda la estructura
Fuerzas_Elementos_CV=[Fuerzas_Elementos_CV_COL_VG;Fuerzas_Elementos_CV_DG];
```

Figura 39 Código de ***CEINCI-LAB***.

Basado en el principio de superposición los efectos de cargas en los elementos se suman directamente entre los diferentes estados de carga para tener las combinaciones de carga. En la NEC-SE-CG 2015 se tienen las siguientes combinaciones de carga al considerar el método LRFD:

Combinación 1	$1.4D$
Combinación 2	$1.2D + 1.6L + 0.5max[Lr; S; R]$
Combinación 3	$1.2D + 1.6max[L; S; R] + max[Lr; 0.5W]$
Combinación 4	$1.2D + 1.0W + L + max[Lr; S; R]$
Combinación 5	$1.2D + 1.0\boldsymbol{E} + L + 0.2S$
Combinación 6	$0.9D + 1.0W$
Combinación 7	$0.9D + 1.0\boldsymbol{E}$

Donde **D** corresponde a la carga muerta (carga permanente + peso propio); **E** carga de sismo (componente horizontal y vertical); **L** sobrecarga viva; **Lr** es la sobrecarga viva en cubierta; **S** carga de granizo; **R** es la carga de lluvia; **W** carga de viento.

En las combinaciones de carga donde se incluye los efectos del sismo es posible hacer una reducción del efecto de la carga viva en función de la probabilidad de ocupación, no obstante, no se considera esta reducción para ser conservadores en el análisis. También se debe considerar que las combinaciones de carga con sismo implican la componente vertical, pero en estos cálculos no se incluye este efecto. Con estas consideraciones se calcula las combinaciones de carga aplicables en este caso particular, con los efectos de carga muerta, viva y sismo (con fuerzas laterales en ambos sentidos); en la matriz **Combinaciones** se tiene las fuerzas en los elementos con las combinaciones de estados de carga y en la matriz **Envolvente** se determina los máximos efectos de estas combinaciones en cada elemento (máximos y mínimos). El código de **CEINCI-LAB** se presenta en la figura 40, se indica que la función se denomina **Combinacion_Cargas**.

Código del programa principal, parte 12:

```
%% .............................. COMBINACIONES DE CASOS DE CARGA ......................................
[Combinaciones, Envolvente]=Combinacion_Cargas(Fuerzas_Elementos_CM,Fuerzas_Elementos_CV,Fuerzas_Elementos_Sismo);
```

Figura 40 Código de CEINCI-LAB.

Los efectos del sismo con el factor de la sobre resistencia se consideran con el estado de carga indicad en la ecuación 64.

$$E_{mh} = \Omega \cdot Q_E \quad (64)$$

Donde $\boldsymbol{E_{mh}}$ es la componente horizontal del sismo con el efecto de sobre resistencia; $\boldsymbol{\Omega}$ es el factor de sobre resistencia (en el ASCE 7-16 se exponen valores referenciales en función del sistema estructural); $\boldsymbol{Q_E}$ es el efecto de sismo horizontal (cortante basal).

Asumiendo que se desprecia el efecto de sismo vertical entonces las combinaciones de carga 5 y 7 cambian como se indica a continuación.

Combinación 5b $1.2D + 1.0\boldsymbol{E_{mh}} + L + 0.2S$

Combinación 7b $0.9D + 1.0\boldsymbol{E_{mh}}$

Para considerar estos nuevos estados de carga se hace un análisis similar al caso anterior, con la particularidad de que se debe mayorar las fuerzas laterales debido al sismo en su componente horizontal, el código que genera esto se muestra en la figura 41.

Código del programa principal, parte 13:

```
%% .......................... CARGAS SÍSMICAS CON FACTOR DE
SOBRERESISTENCIA ..................................
Metodo = 2; % 1 Modal Espectral Nec 15 // 2 Lineal Estático Nec 15
njc=np; % Número de juntas Cargadas

%% Sentido de izquierda a derecha
F = [[nr+1:nr*2-1:nod]' omega*Fuerzas_Sis(:,Metodo) zeros(np,1) zeros(np,1)]; %
F = [Nudo cargado, FH, FV, Momento]
datos=0;
nmc=0; % Número de miembros cargados
Fm=0; %Elem carg, carga, código, elem a gener, incr numero elemento
[Q_Sismo,Q2_Sismo]=cargas_arm_Articulados(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC
,F,Fm,datos,nr,NI,NJ,num_viga);
% [Q,Q2]=cargas(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos);
% Desplazamientos y Giros
q_Sismo_omega=KTT\Q_Sismo;
% Fuerzas y momentos finales en los elementos
nmiembro= 1;        % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula la
contribución a la matriz de rigidez
[Fuerzas_Elementos_Sismo_omega_COL_VG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELE
M_ACP,L_ACP,seno_ACP,coseno_ACP,VC_ACP,Es,q_Sismo_omega,Q2_Sismo(
1:nudt,:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES);
nmiembro= 1;        % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula la
contribución a la matriz de rigidez
ELEM_ACD2=ELEM_DIAG(nudt+1:end,:);
RES_ACD=0;
% Fuerzas y momentos finales en las diagonales
[Fuerzas_Elementos_Sismo_omega_DG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_AC
D2,L_ACD,seno_ACD,coseno_ACD,VC_ACD2,Es,q_Sismo_omega,Q2_Sismo(1+
nudt:end,:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES_ACD);
```

```
% Fuerzas y momentos finales en toda la estructura
Fuerzas_Elementos_Sismo_P_omega=[Fuerzas_Elementos_Sismo_omega_COL
_VG;Fuerzas_Elementos_Sismo_omega_DG];

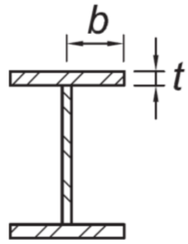
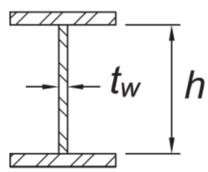
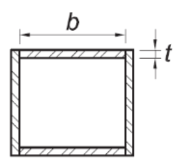
%% Sentido de derecha a izquierda
F = [[3*nr-1:nr*2-1:nod]' -omega*Fuerzas_Sis(:,Metodo) zeros(np,1) zeros(np,1)];
% F = [Nudo cargado, FH, FV, Momento]
[Q_Sismo,Q2_Sismo]=cargas_arm_Articulados(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC
,F,Fm,datos,nr,NI,NJ,num_viga);
% [Q,Q2]=cargas(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos);
% Desplazamientos y Giros
q_Sismo=KTT\Q_Sismo;
% Fuerzas y momentos finales en los elementos
nmiembro= 1;        % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula la
contribución a la matriz de rigidez
[Fuerzas_Elementos_Sismo_COL_VG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_ACP,
L_ACP,seno_ACP,coseno_ACP,VC_ACP,Es,q_Sismo,Q2_Sismo(1:nudt,:),CG,nr,
NI,NJ,nmiembro,RES);
nmiembro= 1;        % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula la
contribución a la matriz de rigidez
ELEM_ACD2=ELEM_DIAG(nudt+1:end,:);
RES_ACD=0;
% Fuerzas y momentos finales en las diagonales
[Fuerzas_Elementos_Sismo_DG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_ACD2,L_A
CD,seno_ACD,coseno_ACD,VC_ACD2,Es,q_Sismo,Q2_Sismo(1+nudt:end,:),CG,
nr,NI,NJ,nmiembro,RES_ACD);
% Fuerzas y momentos finales en toda la estructura
Fuerzas_Elementos_Sismo_N_omega=[Fuerzas_Elementos_Sismo_COL_VG;Fue
rzas_Elementos_Sismo_DG];
% Fuerzas y momentos finales sismic@s positivo=P y negativo=N en la estructura
con diagonales
Fuerzas_Elementos_Sismo_omega{1,1}=Fuerzas_Elementos_Sismo_P_omega;
Fuerzas_Elementos_Sismo_omega{2,1}=Fuerzas_Elementos_Sismo_N_omega;

%% ................................ COMBINACIONES DE CARGA CON
SOBRERRESISTENCIA ...................................
[Combinaciones_omega,
Envolvente_omega]=Combinacion_Cargas(Fuerzas_Elementos_CM,Fuerzas_Ele
mentos_CV,Fuerzas_Elementos_Sismo_omega);
```

Figura 41 Código de CEINCI-LAB.

En la sección 6.2 de la NEC-SE-AC 2015 se manifiesta que columnas, vigas y diagonales de pórticos especiales deben tener secciones clasificadas como sísmicamente compactas, esto se puede interpretar como secciones de alta ductilidad como lo indica el AISC 341-16 en su capítulo D. Este requerimiento es importante debido a que asegura que las secciones no sean susceptibles de fallas anticipadas por inestabilidad local o pandeo local.

Tabla 11 Limites de ancho versus espesor para elementos sometidos a compresión. Fragmento de la tabla D1.1 del AISC 341-16.

	λ	**Límites de λ**		**Referencia**
		$\boldsymbol{\lambda_{hd}}$ **Elemento de Alta ductilidad**	$\boldsymbol{\lambda_{md}}$ **Elemento de Moderada ductilidad**	
Patín	$\frac{b}{t}$	$0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{Ry \cdot Fy}}$	$0.40 \cdot \sqrt{\frac{E}{Ry \cdot Fy}}$	
Alma	$\frac{h}{tw}$	Para $C_a \leq 0.114$ $2.57\sqrt{\frac{E}{Ry \cdot Fy}}(1 - 1.04C_a)$ Para $C_a > 0.114$ $0.88\sqrt{\frac{E}{Ry \cdot Fy}}(2.68 - C_a)$ $\geq 1.57\sqrt{\frac{E}{Ry \cdot Fy}}$ Donde $C_a = \frac{Pu}{\emptyset_c \cdot Py}$ $Py = Ry \cdot Fy \cdot Ag$	Para $C_a \leq 0.114$ $3.96\sqrt{\frac{E}{Ry \cdot Fy}}(1 - 3.04C_a)$ Para $C_a > 0.114$ $1.29\sqrt{\frac{E}{Ry \cdot Fy}}(2.12 - C_a)$ $\geq 1.57\sqrt{\frac{E}{Ry \cdot Fy}}$ Donde $C_a = \frac{Pu}{\emptyset_c \cdot Py}$ $Py = Ry \cdot Fy \cdot Ag$	
Paredes de HSS	$\frac{b}{t}$	$0.65 \cdot \sqrt{\frac{E}{Ry \cdot Fy}}$	$0.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{Ry \cdot Fy}}$	

En la tabla D1.1. del AISC 341-16 se muestran los límites para clasificar a las secciones según la relación de aspecto de patines y alma denominada λ; si este factor es menor a λ_{hd} la sección es altamente dúctil y si se encuentra entre λ_{hd} y λ_{md} se clasifica como moderadamente dúctil; si el valor de λ es superior a este límite entonces la sección es no compacta.

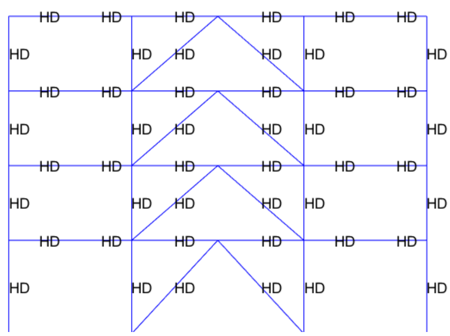
Para secciones tipo "I" los patines son secciones no atiesados o rigidizados y se debe probar con el caso 1 de la tabla D1.1 y para el alma, como es un elemento atiesado entonces se debe verificar en función del caso 7 de la misma tabla en el AISC 341. En la tabla 11 se presentan estos casos de verificación.

El Cálculo se realiza con la función **Compacidad_Elementos_Diag** indicada en la figura 42a, como resultados se tiene la matriz **compacidad** que almacena la clasificación del patín, del alma y de la sección de cada elemento con códigos 1 para HD, 2 para MD y 0 para ND, en este caso HD significa que la sección es altamente dúctil y se tuviera la nomenclatura MD es moderadamente dúctil, finalmente para secciones con poca ductilidad se establece la nomenclatura ND. La matriz **Lamba** contiene los límites para HD o MD de patín y alma de cada elemento. Finalmente, en la matriz denominada **relacion_aspecto** se almacena la relación de ancho para espesor de patín y alma de cada elemento. Además, se presenta gráficamente los resultados con la función **dibujo_Compacidad** como se muestra en la figura 42b, los códigos HD, MD y ND también definen un color al elemento, como azul, verde y rojo respectivamente. Para este caso todas las secciones son altamente dúctiles.

Código del programa principal, parte 14:

```
%%  COMPACIDAD DE ELEMENTOS CONSIDERANDO SMF * AISC -341-16
ELEM_COMP=[ELEM_ACP;ELEM_ACD2];
[Compacidad, Lambda,
relacion_aspecto]=Compacidad_Elementos_Diag(nudcol,nudt,Es,Fy,Ry,ELEM_COMP,Ele
m_Tipo_Prop2,Sec_VG_COL,Envolvente_omega,Dimensiones_Diag);
dibujo_Compacidad(X,Y,NI,NJ, Compacidad)
% HD=Altamente ductil // MD = Moderadamente Ductil // ND = No Ductil
```

(a)



(b)

Figura 42 a) Código de CEINCI-LAB; b) Clasificación de las secciones en el pórtico.

En Cagua et al, 2021 se detalla el cálculo para la columna HEB400 donde se corrobora los resultados de CEINCI-LAB, actualmente se presenta el detalle para la sección de la diagonal 100x100x10.

- **Para la sección HSS:**

$$\lambda_{hd} = 0.65 \cdot \sqrt{\frac{E}{Ry \cdot Fy}} = 0.65 \cdot \sqrt{\frac{20389019.16}{1.3 \cdot 25310.505}} = 16.18$$

$$\lambda_{md} = 0.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{Ry \cdot Fy}} = 0.76 \cdot \sqrt{\frac{20389019.16}{1.3 \cdot 25310.505}} = 18.92$$

Como la sección "HSS" es cuadrada se determina únicamente en un panel.

$$\lambda = \frac{b}{tf} = \frac{100 - 2 \cdot 10}{10} = 8.0$$

Como $\lambda = 8.0$ es menor que $\lambda_{hd} = 16.18$ entonces la **secciones es altamente dúctil (HD).**

Para calcular la capacidad axial de los materiales se requiere del factor de longitud efectiva K, el mismo depende de las condiciones de borde del elemento. Para determinar el valor de K en pórticos con arriostramiento se puede utilizar el nomograma presentado en la figura 43.

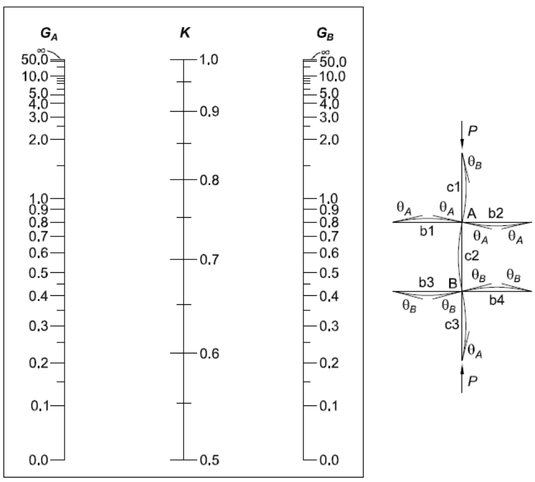


Figura 43 Nomograma para determinar los Factores K en marcos arriostrados que restringen el desplazamiento lateral. Tomado de: AISC 360 – 10. Alacero.

$$G = \frac{\sum\left(\frac{E \cdot I}{L}\right)_c}{\sum\left(\frac{E \cdot I}{L}\right)_b} \tag{65}$$

Donde **I** es la inercia de la sección en sentido x-x; **L** es la longitud del elemento; los subíndices c y b se refieren a columnas y vigas respectivamente.

Para la programación de estos monogramas se pueden emplear la ecuación 41, que tiene como solución aproximada la denominada regla francesa indicada en la expresión 42.

$$\frac{G_A \cdot G_B \cdot \left(\frac{\pi}{k}\right)^2}{4} + \left(\frac{G_A + G_B}{2}\right) \cdot \left(1 - \frac{\left(\frac{\pi}{k}\right)}{tan\left(\frac{\pi}{k}\right)}\right) + \frac{2 \cdot tan\left(\frac{\pi}{k}\right)}{\left(\frac{\pi}{k}\right)} = 1 \quad (66)$$

$$k = \sqrt{\frac{3 \cdot G_A \cdot G_B + 1.4 \cdot (G_A + G_B) + 0.64}{3 \cdot G_A \cdot G_B + 2.0 \cdot (G_A + G_B) + 1.28}} \quad (67)$$

Si el extremo de la columna tiene un apoyo articulado entonces se puede tomar un valor de G = 10, si tiene un empotramiento G = 1 en ese borde.

Se detalla el cálculo para la columna en planta baja del eje B, en la figura 44 se muestra los valores de G_A y G_B en los extremos de la columna, además se presentan los valores de inercia y longitud en cada elemento que rodea al nudo superior (B).

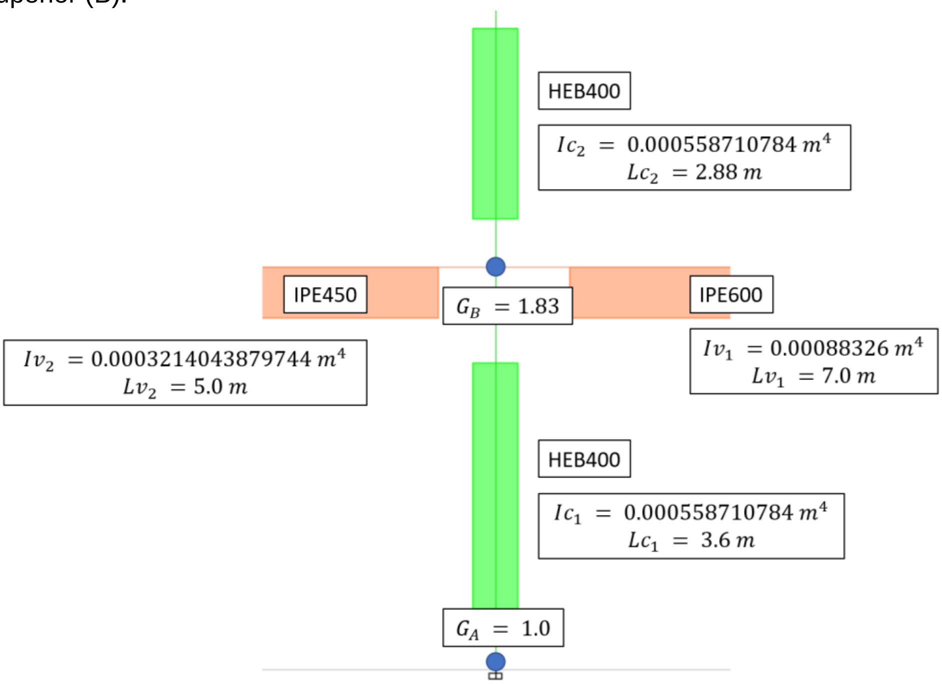


Figura 44 Detalle de valores involucrados en el cálculo de K para la columna de planta baja en el eje B.

Como en vigas y columnas se tiene el mismo material entonces el valor de Gb se determina de la siguiente manera:

$$G_B = \frac{\frac{Ic_1}{Lc_1} + \frac{Ic_2}{Lc_2}}{\frac{Iv_1}{Lv_1} + \frac{Iv_2}{Lv_2}} = 1.83$$

El factor K para esa columna es:

$$k = \sqrt{\frac{3 \cdot G_A \cdot G_B + 1.4 \cdot (G_A + G_B) + 0.64}{3 \cdot G_A \cdot G_B + 2.0 \cdot (G_A + G_B) + 1.28}} = \sqrt{\frac{3 \cdot 1 \cdot 1.83 + 1.4 \cdot (1 + 1.83) + 0.64}{3 \cdot 1 \cdot 1.83 + 2 \cdot (1 + 1.83) + 1.28}}$$

$$k = 0.81$$

Para la columna se tiene un factor $K = 0.81$

También se podría utilizar el nomograma presentado en la figura 43, donde se debe considerar como un punto en la recta numérica izquierda el valor de G_A y un punto en la recta derecha el valor de G_B, luego al unir estos puntos mediante una recta entonces la intersección de la misma con la recta numérica del centro indicará el valor del factor K. Esto se ilustra en la figura 45, obteniendo un factor K de 0.81.

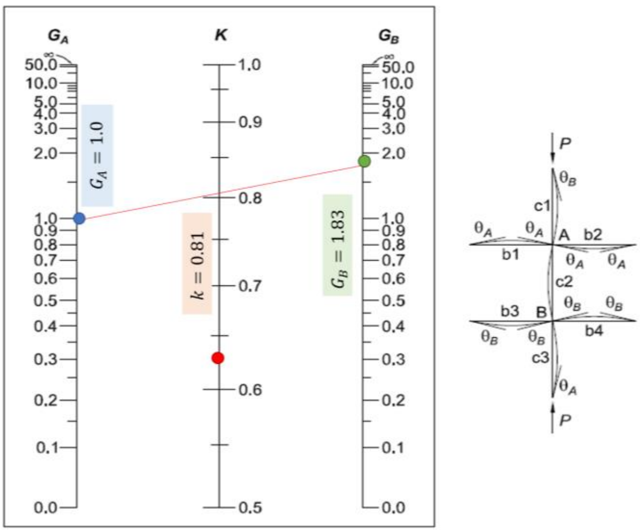


Figura 45 Determinación del factor K mediante el nomograma para marcos rígidos que permiten el desplazamiento lateral.

Para las vigas se considera un factor K=1 y para diagonales K=0.75. En la figura 46 se muestra el código para calcular la capacidad de los elementos y para comparar la demanda versus la capacidad axial, a corte y flexión con las diferentes combinaciones de carga (el procedimiento se detalla en Cagua et al, 2021). Se destaca que únicamente cambian las rutinas **Factor_K_Long_Efectiva_Diag** y **Capacidad_Elementos_Acero_Diag_V2,** los cambios se dan para considerar diagonales en el análisis.

Código del programa principal, parte 15:

```
%% ........... CAPACIDAD DE ELEMENTOS DE ACERO .......................................
Z_ELEM_COMP=[Z_ELEM;ELEM_Z_Diag(nudt+1:end,1)];
for j=1:num_Diag
Seccion_Diag2(j,1:5)=[nudt+j ELEM_DIAG(nudt+j,1:2) j 0]; % Nota en esta matriz la 4ta
columna numera las diagonales
end
Seccion2=[Seccion;Seccion_Diag2];
[Ki]=Factor_K_Long_Efectiva_Diag(coseno,nr,nudcol,X,Y,NI,NJ,L,ELEM); %Factor K de
longitud efectiva considerando diagonales
% Capacidad e los elementos de acero de la estructura
[phi_Pn,phi_Vn,phi_Mn,Longitudes]=Capacidad_Elementos_Acero_Diag_V2(Es,Fy,Ry,Z_
ELEM_COMP,Seccion2,L,Elem_Tipo_Prop2,Sec_VG_COL,Dimensiones_Diag,Ki,coseno);
% Arriostrar a los elementos con una longitud menor al mínimo entre (Lp, Lb)

%% .... Verificación de la capacidad axial de las columnas con sobre resistencia ................
for i=1:nudcol
   D_C_Axial_omega(i,1)=max([abs(Envolvente_omega{1,1}(i,1));
abs(Envolvente_omega{1,2}(i,1))])/ phi_Pn(i,1); % Nudo inicial
   D_C_Axial_omega(i,2)=max([abs(Envolvente_omega{1,1}(i,4));
abs(Envolvente_omega{1,2}(i,4))])/ phi_Pn(i,1); % Nudo final
end
dibujo_Demanda_Capacidad_Axial_Columnas_Sobre_resistencia(X,Y,NI,NJ,D_C_Axial_om
ega);

for i=1:nudt+num_Diag
   D_C_Axial(i,1)=max([abs(Envolvente{1,1}(i,1)); abs(Envolvente{1,2}(i,1))])/ phi_Pn(i,1); %
Nudo inicial
   D_C_Axial(i,2)=max([abs(Envolvente{1,1}(i,4)); abs(Envolvente{1,2}(i,4))])/ phi_Pn(i,1); %
Nudo final

   D_C_Corte(i,1)=max([abs(Envolvente{1,1}(i,2)); abs(Envolvente{1,2}(i,2))])/ phi_Vn(i,1); %
Nudo inicial
   D_C_Corte(i,2)=max([abs(Envolvente{1,1}(i,5)); abs(Envolvente{1,2}(i,5))])/ phi_Vn(i,1); %
Nudo final

   D_C_Flexion(i,1)=max([abs(Envolvente{1,1}(i,3)); abs(Envolvente{1,2}(i,3))])/ phi_Mn(i,1);
% Nudo inicial
   D_C_Flexion(i,2)=max([abs(Envolvente{1,1}(i,6)); abs(Envolvente{1,2}(i,6))])/ phi_Mn(i,1);
% Nudo final

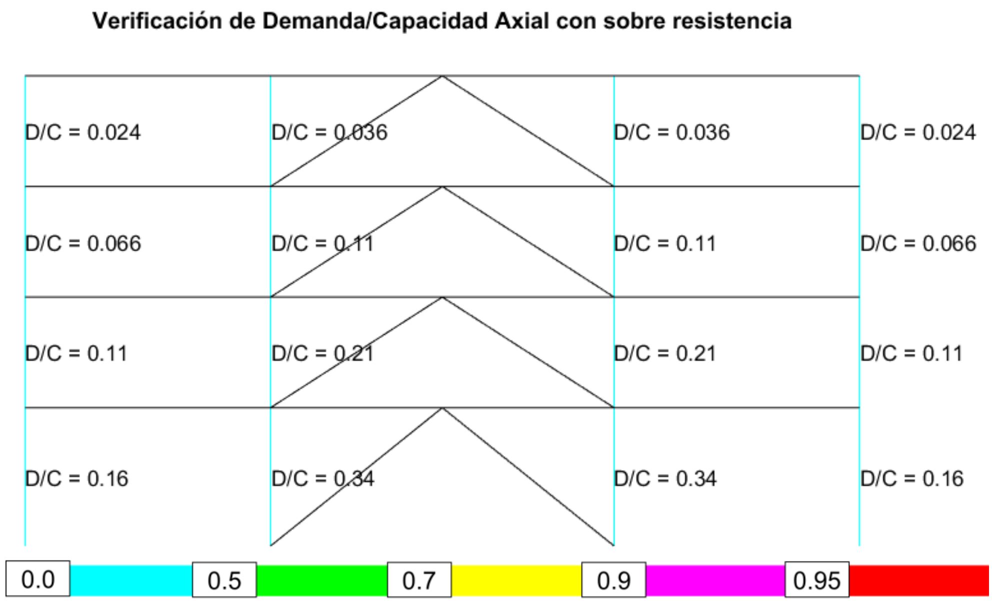
   D_C_Pn_vf(i,1)=max(D_C_Axial(i,1),D_C_Axial(i,2));
   D_C_Vn_vf(i,1)=max(D_C_Corte(i,1),D_C_Corte(i,2));
   D_C_Mn_vf(i,1)=max(D_C_Flexion(i,1),D_C_Flexion(i,2));

       if D_C_Pn_vf(i,1)<0.2
         D_C_Flexo_Compr(i,1) = D_C_Pn_vf(i,1)/2+D_C_Mn_vf(i,1);
       else
         D_C_Flexo_Compr(i,1) = D_C_Pn_vf(i,1)+8/9*D_C_Mn_vf(i,1);
       end
end

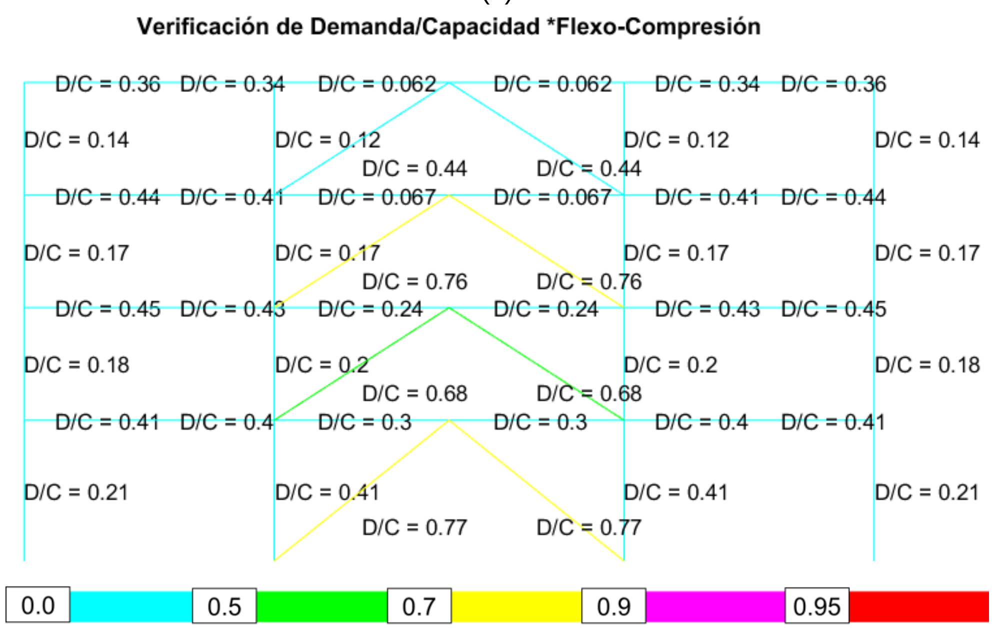
%% Dibujos de Demanda/Capacidad
dibujo_Demanda_Capacidad_Flexo_Compresion(X,Y,NI,NJ,D_C_Flexo_Compr);
dibujo_Demanda_Capacidad_Cortante(X,Y,NI,NJ,D_C_Vn_vf);
```

Figura 46 Código de CEINCI-LAB

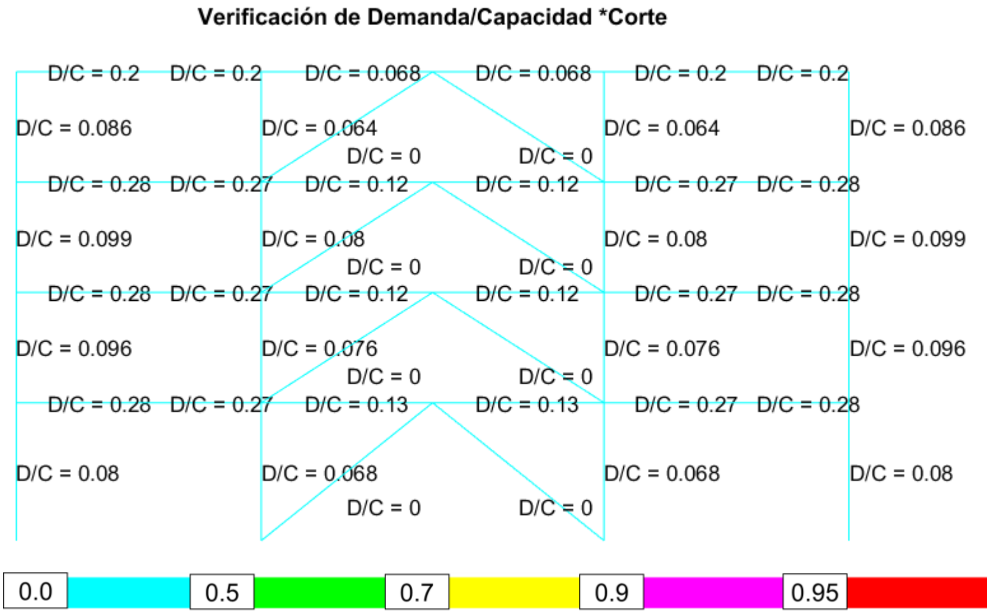
En la figura 47 se puede observar las relaciones Demanda versus Capacidad de los elementos, en la figura 47a se considera únicamente las acciones axiales en columnas con la demanda de la envolvente del análisis con el sismo amplificado por la sobre resistencia. En la figura 47b se aprecia el efecto de flexo-compresión en los elementos y en la figura 47c se considera el corte en los elementos, para estos análisis se considera carga muerta, viva, sismo sin amplificar con sus respectivas combinaciones de carga.



(a)



(b)



(c)

Figura 47 a) Demanda vs Capacidad axial; b) Demanda vs Capacidad a Flexo-Compresión; c) Demanda vs Capacidad a Corte

Es importante conocer el porcentaje de cortante basal que resiste las columnas versus el cortante que resiste las riostras, por ello en CEINCI-LAB se han implementado la función **V_Port_Diagonales** que permite obtener el porcentaje del cortante basal que resisten en cada piso (**Porc_Cortante_Elementos_P**), también la suma del porcentaje que resiste el pórtico (**Suma_porc_V_port_P**) y las diagonales (**Suma_porc_V_diag_P**), cuando se considera el sismo de izquierda a derecha se utiliza al final **_P**, cuando es en sentido opuesto se utiliza **_N**.

Código del programa principal, parte 16:

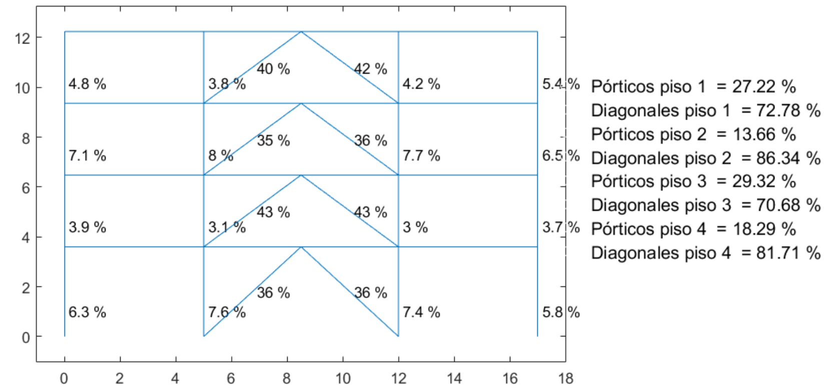
```
%% Verificación Porcentajes de cortante en columnas y diagonales

% Sismo de izquierda a derecha
[Porc_Cortante_Elementos_P,Suma_porc_V_port_P,Suma_porc_V_diag_P]=V_Port_Diagonales(Y,NI,Cort_Sis,Metodo,Fuerzas_Elementos_Sismo_P,coseno);
dibujo_V_Port_Diagonales(X,Y,NI,NJ,Porc_Cortante_Elementos_P,Suma_porc_V_port_P,Suma_porc_V_diag_P)

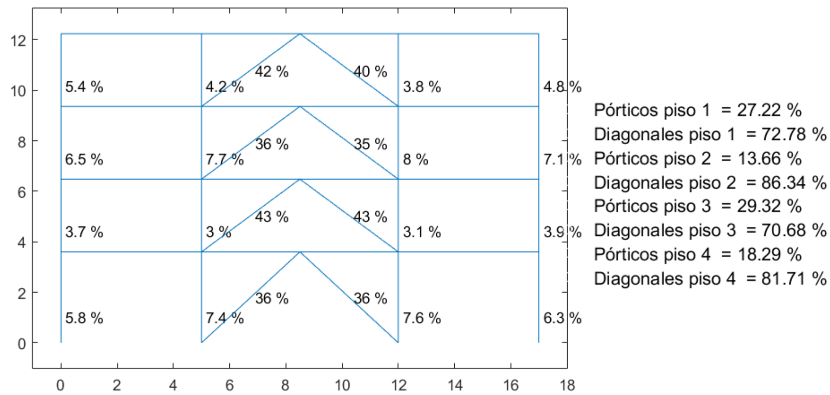
% Sismo de derecha a izquierda
[Porc_Cortante_Elementos_N,Suma_porc_V_port_N,Suma_porc_V_diag_N]=V_Port_Diagonales(Y,NI,Cort_Sis,Metodo,Fuerzas_Elementos_Sismo_N,coseno);
dibujo_V_Port_Diagonales(X,Y,NI,NJ,Porc_Cortante_Elementos_N,Suma_porc_V_port_N,Suma_porc_V_diag_N)
```

Figura 48 Código de CEINCI-LAB

Para que los resultados sean fáciles de interpretar se tiene la función **dibujo_V_Port_Diagonales** que permite tener los gráficos de la figura 49. Se presenta los resultados redondeados y con 1 decimal.



(a)



(b)

Figura 49 Porcentaje de cortante resistido por columnas y diagonales: a) Sismo de izquierda a derecha; b) Sismo de derecha a izquierda

Para la siguiente etapa de análisis se procede a quitar las diagonales y calcular los estados de carga muerta y viva para determinar las fuerzas en los elementos y con ello obtener las relaciones Demanda/Capacidad como se indica en la figura 50. Matricialmente quitar las diagonales significa que no existe contribución de esos elementos para la matriz de rigidez **KTT**.

Código del programa principal, parte 17:

```
%% Consideración de fuerzas en base a la capacidad de los arriostramientos
KTT_COL_VG=K_ACP; %<------- MATRIZ "K" SOLO DE COLUMNAS Y VIGAS (T/m)
MUY IMPORTANTE
%% Cargas gravitacionales
njc=0; % Número de juntas Cargadas
F = 0; % F = [Nudo cargado, FH, FV, Momento]
datos=0;
nmc=nudvg; % Número de miembros cargados
ui=1;
```

```
for i=1:np
   for j=1:nv*2
Fm_CM(ui,:)=[nudcol+ui  CM(i,1)  1  0  0]; %Elem carg, carga, código, elem a gener, incr numero elemento
Fm_CV(ui,:)=[nudcol+ui  CV(i,1)  1  0  0]; %Elem carg, carga, código, elem a gener, incr numero elemento
ui=ui+1;
   end
end
[Q_CM,Q2_CM]=cargas_arm_Articulados(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm_CM,datos,nr,NI,NJ,num_viga);
[Q_CV,Q2_CV]=cargas_arm_Articulados(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm_CV,datos,nr,NI,NJ,num_viga);
% [Q,Q2]=cargas(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos);
% Desplazamientos y Giros
q_CM=KTT_COL_VG\Q_CM;
q_CV=KTT_COL_VG\Q_CV;
% Fuerzas y momentos finales en los elementos
nmiembro= 1;        % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula la contribución a la matriz de rigidez
[Fuerzas_Elementos_CM_COL_VG_2]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_ACP,L_ACP,seno_ACP,coseno_ACP,VC_ACP,Es,q_CM,Q2_CM(1:nudt,:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES);
[Fuerzas_Elementos_CV_COL_VG_2]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_ACP,L_ACP,seno_ACP,coseno_ACP,VC_ACP,Es,q_CV,Q2_CV(1:nudt,:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES);
Fuerzas_Elementos_Sismo_COL_VG_2{1,1}=zeros(nudt,6);
Fuerzas_Elementos_Sismo_COL_VG_2{2,1}=zeros(nudt,6);
%% ................. COMBINACIONES DE CASOS DE CARGA ....................................
[Combinaciones_COL_VG_2,
Envolvente_COL_VG_2]=Combinacion_Cargas(Fuerzas_Elementos_CM_COL_VG_2,
Fuerzas_Elementos_CV_COL_VG_2,Fuerzas_Elementos_Sismo_COL_VG_2);

%% ......................... DEMANDA/CAPACIDAD DE COLUMNAS Y VIGAS SOLO ANTE CARGAS GRAVITACIONALES ................
for i=1:nudt
   D_C_Axial_COL_VG_2(i,1)=max([abs(Envolvente_COL_VG_2{1,1}(i,1));
abs(Envolvente_COL_VG_2{1,2}(i,1))])/ phi_Pn(i,1); % Nudo inicial
   D_C_Axial_COL_VG_2(i,2)=max([abs(Envolvente_COL_VG_2{1,1}(i,4));
abs(Envolvente_COL_VG_2{1,2}(i,4))])/ phi_Pn(i,1); % Nudo final

   D_C_Corte_COL_VG_2(i,1)=max([abs(Envolvente_COL_VG_2{1,1}(i,2));
abs(Envolvente_COL_VG_2{1,2}(i,2))])/ phi_Vn(i,1); % Nudo inicial
   D_C_Corte_COL_VG_2(i,2)=max([abs(Envolvente_COL_VG_2{1,1}(i,5));
abs(Envolvente_COL_VG_2{1,2}(i,5))])/ phi_Vn(i,1); % Nudo final

   D_C_Flexion_COL_VG_2(i,1)=max([abs(Envolvente_COL_VG_2{1,1}(i,3));
abs(Envolvente_COL_VG_2{1,2}(i,3))])/ phi_Mn(i,1); % Nudo inicial
   D_C_Flexion_COL_VG_2(i,2)=max([abs(Envolvente_COL_VG_2{1,1}(i,6));
abs(Envolvente_COL_VG_2{1,2}(i,6))])/ phi_Mn(i,1); % Nudo final

D_C_Pn_vf_COL_VG_2(i,1)=max(D_C_Axial_COL_VG_2(i,1),D_C_Axial_COL_VG_2(i,2));
```

```
D_C_Vn_vf_COL_VG_2(i,1)=max(D_C_Corte_COL_VG_2(i,1),D_C_Corte_COL_VG_
2(i,2));

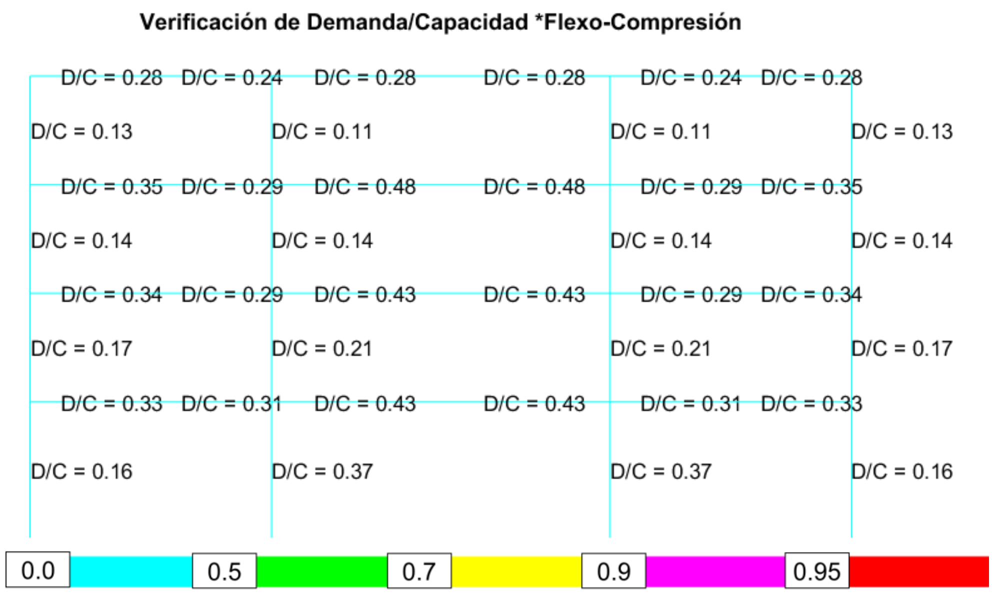
D_C_Mn_vf_COL_VG_2(i,1)=max(D_C_Flexion_COL_VG_2(i,1),D_C_Flexion_COL_V
G_2(i,2));

    if D_C_Pn_vf(i,1)<0.2
     D_C_Flexo_Compr_COL_VG_2(i,1) =
D_C_Pn_vf_COL_VG_2(i,1)/2+D_C_Mn_vf_COL_VG_2(i,1);
    else
     D_C_Flexo_Compr_COL_VG_2(i,1) =
D_C_Pn_vf_COL_VG_2(i,1)+8/9*D_C_Mn_vf_COL_VG_2(i,1);
    end
end

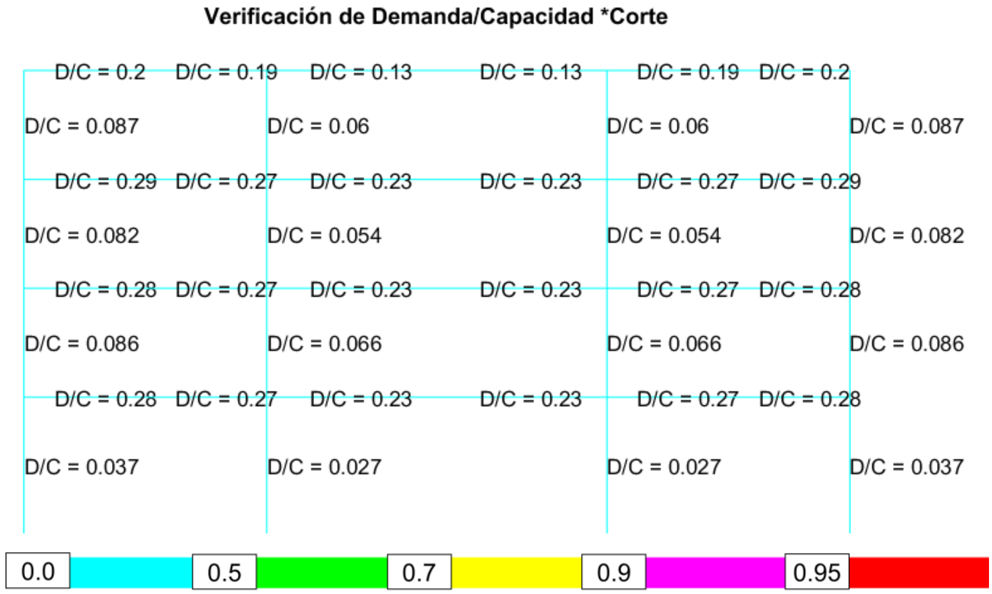
%% Dibujos de Demanda/Capacidad
dibujo_Demanda_Capacidad_Flexo_Compresion(X,Y,NI(1,1:nudt),NJ(1,1:nudt),D_C_F
lexo_Compr_COL_VG_2);
dibujo_Demanda_Capacidad_Cortante(X,Y,NI(1,1:nudt),NJ(1,1:nudt),D_C_Vn_vf_COL
_VG_2);
```

Figura 50 Código de CEINCI-LAB

Los resultados de Demanda/Capacidad flexo axial y a corte se muestran en las figuras 51a y 51b respectivamente, en estos análisis no se considera el sismo en las combinaciones de carga y con ello se comprueba que las vigas y columnas tienen la capacidad para soportar estas cagas gravitacionales sin soporte de las riostras.



(a)



(b)

Figura 51 a) Demanda vs Capacidad a Flexo-Compresión; b) Demanda vs Capacidad a Corte

Para evaluar el comportamiento del pórtico en caso de una replica cuando previamente las diagonales fallaron se realiza el calculo para un nivel de fuerzas igual al 50%, para esto se multiplica el factor de reducción de fuerzas sísmicas por 2 como se indica en la figura 52.

Código del programa principal, parte 18:

```
%% Considerar 50% de la demanda sísmica en el pórtico sin diagonales

Espectro2=[is iz ip Importancia R*2 fip fie zeda Tipo_Estr Dibujar]; % Datos para el espectro NEC 15

[M_Masa2, M_Rigidez_Sis2, T2, T_Nec2, Cort_Sis2, Fuerzas_Sis2, Derivas2, Desp_Inelast2]=Analisis_Sismico_Porticos_V2_Articuladas(sv,sp,qp,Sec_VG_COL,Elem_Sec_VG_COL,Materiales,Espectro2,num_viga);
```

Figura 52 Código de CEINCI-LAB

En la figura 53 se muestra los desplazamientos, las derivas inelásticas y el cortante en cada piso, es importante notar que el limite de la NEC-15 es superado al considerar el método Estático Equivalente y se lo alcanza ligeramente con la metodología Modal Espectral con valores de 2.24% y 1.91% respectivamente.

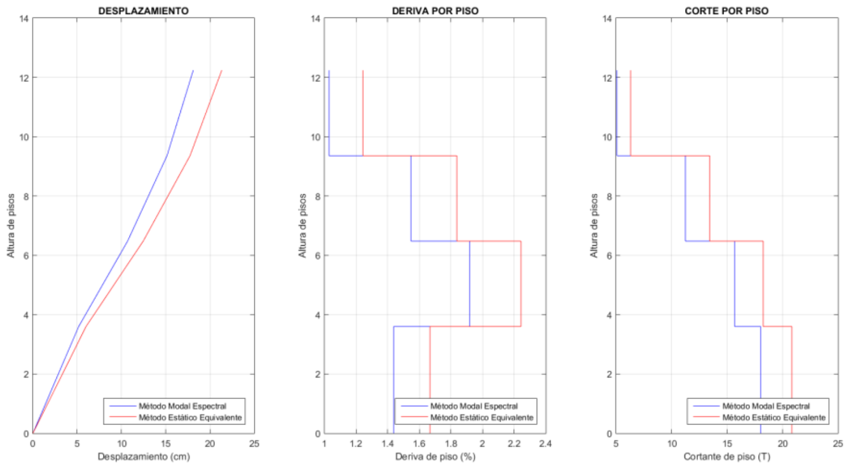


Figura 53 Respuestas del análisis sísmico (Fuerzas 50% del análisis original)**.**

En la figura 54 se muestra el código para calcular las fuerzas en los elementos considerando el 50% de las fuerzas sísmicas.

Código del programa principal, parte 19:

```
%% Sentido de izquierda a derecha (Positivo)
njc=np; % Número de juntas Cargadas
F = [[nr+1:nr*2-1:nod]' Fuerzas_Sis2(:,Metodo) zeros(np,1) zeros(np,1)]; % F =
[Nudo cargado, FH, FV, Momento]
datos=0;
nmc=0; % Número de miembros cargados
Fm=0; %Elem carg, carga, código, elem a gener, incr numero elemento
[Q_Sismo_3,Q2_Sismo_3]=cargas_arm_Articulados(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,C
G,VC,F,Fm,datos,nr,NI,NJ,num_viga);
% [Q,Q2]=cargas(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos);
% Desplazamientos y Giros
q_Sismo_3=KTT_COL_VG\Q_Sismo_3;
% Fuerzas y momentos finales en los elementos
nmiembro= 1;        % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula la
contribución a la matriz de rigidez
[Fuerzas_Elementos_Sismo_COL_VG_P_3]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_
ACP,L_ACP,seno_ACP,coseno_ACP,VC_ACP,Es,q_Sismo_3,Q2_Sismo_3(1:nudt
,:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES);

%% Sentido de derecha a izquierda (Negativo)
njc=np; % Número de juntas Cargadas
F = [[3*nr-1:nr*2-1:nod]' -Fuerzas_Sis2(:,Metodo) zeros(np,1) zeros(np,1)]; % F =
[Nudo cargado, FH, FV, Momento]
[Q_Sismo_3,Q2_Sismo_3]=cargas_arm_Articulados(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,C
G,VC,F,Fm,datos,nr,NI,NJ,num_viga);
% [Q,Q2]=cargas(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos);
% Desplazamientos y Giros
q_Sismo_3=KTT_COL_VG\Q_Sismo_3;
```

```
% Fuerzas y momentos finales en los elementos
nmiembro= 1;       % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula la
contribución a la matriz de rigidez
[Fuerzas_Elementos_Sismo_COL_VG_N_3]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_
ACP,L_ACP,seno_ACP,coseno_ACP,VC_ACP,Es,q_Sismo_3,Q2_Sismo_3(1:nudt
,:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES);
% Fuerzas y momentos finales sismic@s positivo=P y negativo=N en la estructura
con diagonales
Fuerzas_Elementos_Sismo_COL_VG_3{1,1}=Fuerzas_Elementos_Sismo_COL_V
G_P_3;
Fuerzas_Elementos_Sismo_COL_VG_3{2,1}=Fuerzas_Elementos_Sismo_COL_V
G_N_3;

%% .......... COMBINACIONES DE CASOS DE CARGA .............
[Combinaciones_COL_VG_3,
Envolvente_COL_VG_3]=Combinacion_Cargas(Fuerzas_Elementos_CM_COL_V
G_2,Fuerzas_Elementos_CV_COL_VG_2,Fuerzas_Elementos_Sismo_COL_VG_
3);

%% ............... DEMANDA/CAPACIDAD DE COLUMNAS Y VIGAS CARGAS
GRAVITACIONALES +50% SISMO................
for i=1:nudt
   D_C_Axial_COL_VG_3(i,1)=max([abs(Envolvente_COL_VG_3{1,1}(i,1));
abs(Envolvente_COL_VG_3{1,2}(i,1))])/ phi_Pn(i,1); % Nudo inicial
   D_C_Axial_COL_VG_3(i,2)=max([abs(Envolvente_COL_VG_3{1,1}(i,4));
abs(Envolvente_COL_VG_3{1,2}(i,4))])/ phi_Pn(i,1); % Nudo final

   D_C_Corte_COL_VG_3(i,1)=max([abs(Envolvente_COL_VG_3{1,1}(i,2));
abs(Envolvente_COL_VG_3{1,2}(i,2))])/ phi_Vn(i,1); % Nudo inicial
   D_C_Corte_COL_VG_3(i,2)=max([abs(Envolvente_COL_VG_3{1,1}(i,5));
abs(Envolvente_COL_VG_3{1,2}(i,5))])/ phi_Vn(i,1); % Nudo final

   D_C_Flexion_COL_VG_3(i,1)=max([abs(Envolvente_COL_VG_3{1,1}(i,3));
abs(Envolvente_COL_VG_3{1,2}(i,3))])/ phi_Mn(i,1); % Nudo inicial
   D_C_Flexion_COL_VG_3(i,2)=max([abs(Envolvente_COL_VG_3{1,1}(i,6));
abs(Envolvente_COL_VG_3{1,2}(i,6))])/ phi_Mn(i,1); % Nudo final


D_C_Pn_vf_COL_VG_3(i,1)=max(D_C_Axial_COL_VG_3(i,1),D_C_Axial_COL_V
G_3(i,2));

D_C_Vn_vf_COL_VG_3(i,1)=max(D_C_Corte_COL_VG_3(i,1),D_C_Corte_COL_
VG_3(i,2));

D_C_Mn_vf_COL_VG_3(i,1)=max(D_C_Flexion_COL_VG_3(i,1),D_C_Flexion_C
OL_VG_3(i,2));

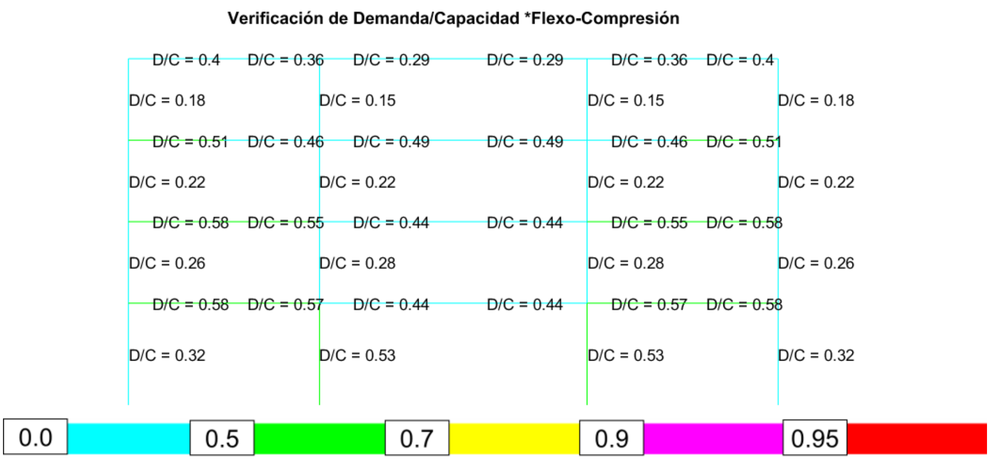
      if D_C_Pn_vf(i,1)<0.2
        D_C_Flexo_Compr_COL_VG_3(i,1) =
D_C_Pn_vf_COL_VG_3(i,1)/2+D_C_Mn_vf_COL_VG_3(i,1);
      else
```

```
        D_C_Flexo_Compr_COL_VG_3(i,1) =
D_C_Pn_vf_COL_VG_3(i,1)+8/9*D_C_Mn_vf_COL_VG_3(i,1);
    end
end

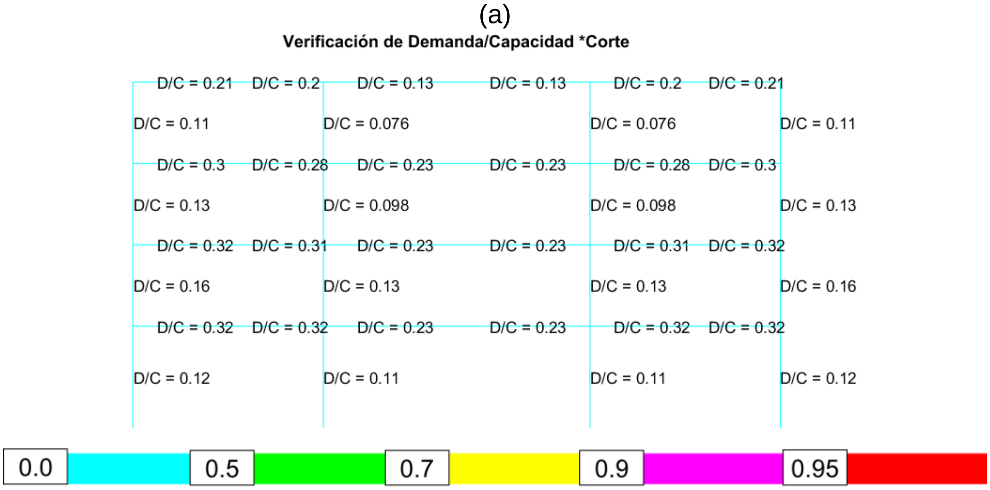
%% Dibujos de Demanda/Capacidad
dibujo_Demanda_Capacidad_Flexo_Compresion(X,Y,NI(1,1:nudt),NJ(1,1:nudt),D_
C_Flexo_Compr_COL_VG_3);
dibujo_Demanda_Capacidad_Cortante(X,Y,NI(1,1:nudt),NJ(1,1:nudt),D_C_Vn_vf_
COL_VG_3);
```

Figura 54 Código de CEINCI-LAB

Los resultados de Demanda/Capacidad con las combinaciones de carga en base al sismo al 50% se tienen en la figura 55 y es posible apreciar que esta relación es menor a 1, esto implica que el diseño es adecuado.



(a)



(b)

Figura 55 a) Demanda vs Capacidad a Flexo-Compresión; b) Demanda vs Capacidad a Corte

Finalmente, en pórticos con arriostramientos concéntricos es importante evaluar el diseño por capacidad, es decir reemplazar a las diagonales con fuerzas máximas esperadas en tracción y en compresión para el caso i y fuerzas máximas esperadas en tracción en conjunto con fuerzas máximas esperadas en compresión consideradas posterior al pandeo. En la figura 56 se muestra la función **Fuerzas_Esperadas_Diagonal** que permite obtener las fuerzas máximas a tracción, compresión y compresión posterior al pandeo para cada diagonal, esto se almacena en la matriz **Fuerzas_Esp_Diag**. También se tiene **Fuerzas_Capacidad_Diagonales_a_V2** que calcula 2 matrices **Fuerzas_Elementos_Capacidad_Diag_COL_VG_a** que contiene las fuerzas en los elementos debido a las fuerzas máximas esperadas (en columnas solo fuerzas axiales), **F_nudos_Capacidad_Diag_a** tiene las componentes horizontal y vertical de las fuerzas aplicadas en cada nudo del pórtico al que llegan las diagonales.

Código del programa principal, parte 20:

```
%% .........DISEÑO EN BASE A LA CAPACIDAD DE LAS DIAGONALES ....
%% ....... FUERZAS DE COMPRESIÓN Y TRACCIÓN ESPERADAS EN LAS DIAGONALES ...........................
[Fuerzas_Esp_Diag]=Fuerzas_Esperadas_Diagonal(ELEM_ACD2,Ki,Fy,Es,L_ACD,nudt,Ry);

%% COMPROBAR EL DISEÑO POR CAPACIDAD ASUMIENDO LAS RESISTENCIAS ESPERADAS A TRACCIÓN Y COMPRESIÓN SIN PANDEO
[Fuerzas_Elementos_Capacidad_Diag_COL_VG_a,F_nudos_Capacidad_Diag_a]=Fuerzas_Capacidad_Diagonales_a_V2(Y,RES,Es,NI,NJ,nr,nv,np,nudt,mar,marv,num_Diag,seno_ACD,coseno_ACD,seno,coseno,seno_ACP,coseno_ACP,L_ACP,L,ngl,CG,VC,VC_ACP,ELEM_ACP,Fuerzas_Elementos_Sismo,Fuerzas_Esp_Diag,KTT_COL_VG,Cort_Sis,Metodo,Fuerzas_Elementos_Sismo_omega,num_viga);
% Para columnas no se considera la flexión ni corte en base a la capacidad de las diagonales sino únicamente axial
% Combinaciones de casos de cargas
[Comb_COL_VG_Capacidad_a,
Env_COL_VG_Capacidad_a]=Combinacion_Cargas(Fuerzas_Elementos_CM_COL_VG_2,Fuerzas_Elementos_CV_COL_VG_2,Fuerzas_Elementos_Capacidad_Diag_COL_VG_a);

%% ........... DEMANDA/ CAPACIDAD DE ELEMENTOS DE ACERO CUANDO LAS DIAGONALES DESARROLLAN SU MÁXIMA CAPACIDAD ...........

for i=1:nudt
   D_C_Axial_COL_VG_3_a(i,1)=max([abs(Env_COL_VG_Capacidad_a{1,1}(i,1));
abs(Env_COL_VG_Capacidad_a{1,2}(i,1))])/ phi_Pn(i,1); % Nudo inicial
   D_C_Axial_COL_VG_3_a(i,2)=max([abs(Env_COL_VG_Capacidad_a{1,1}(i,4));
abs(Env_COL_VG_Capacidad_a{1,2}(i,4))])/ phi_Pn(i,1); % Nudo final

D_C_Corte_COL_VG_3_a(i,1)=max([abs(Env_COL_VG_Capacidad_a{1,1}(i,2));
abs(Env_COL_VG_Capacidad_a{1,2}(i,2))])/ phi_Vn(i,1); % Nudo inicial
```

```
D_C_Corte_COL_VG_3_a(i,2)=max([abs(Env_COL_VG_Capacidad_a{1,1}(i,5));
abs(Env_COL_VG_Capacidad_a{1,2}(i,5))])/ phi_Vn(i,1); % Nudo final

 D_C_Flexion_COL_VG_3_a(i,1)=max([abs(Env_COL_VG_Capacidad_a{1,1}(i,3));
abs(Env_COL_VG_Capacidad_a{1,2}(i,3))])/ phi_Mn(i,1); % Nudo inicial

D_C_Flexion_COL_VG_3_a(i,2)=max([abs(Env_COL_VG_Capacidad_a{1,1}(i,6));
abs(Env_COL_VG_Capacidad_a{1,2}(i,6))])/ phi_Mn(i,1); % Nudo final

D_C_Pn_vf_COL_VG_3_a(i,1)=max(D_C_Axial_COL_VG_3_a(i,1),D_C_Axial_CO
L_VG_3_a(i,2));

D_C_Vn_vf_COL_VG_3_a(i,1)=max(D_C_Corte_COL_VG_3_a(i,1),D_C_Corte_C
OL_VG_3_a(i,2));

D_C_Mn_vf_COL_VG_3_a(i,1)=max(D_C_Flexion_COL_VG_3_a(i,1),D_C_Flexio
n_COL_VG_3_a(i,2));

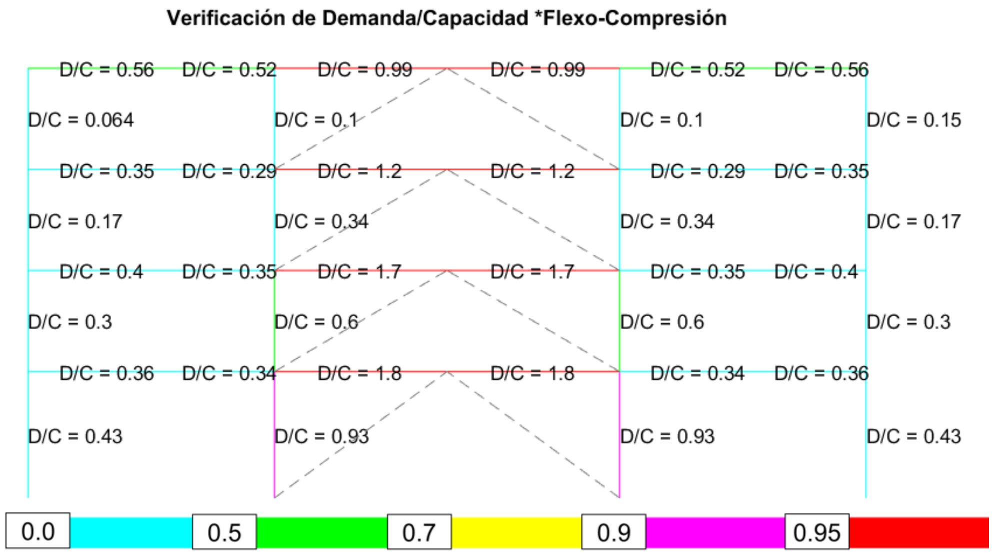
   if i<nudcol
        D_C_Flexo_Compr_COL_VG_3_a(i,1) = D_C_Pn_vf_COL_VG_3_a(i,1);
   else
      if D_C_Pn_vf_COL_VG_3_a(i,1)<0.2
        D_C_Flexo_Compr_COL_VG_3_a(i,1) =
D_C_Pn_vf_COL_VG_3_a(i,1)/2+D_C_Mn_vf_COL_VG_3_a(i,1);
      else
        D_C_Flexo_Compr_COL_VG_3_a(i,1) =
D_C_Pn_vf_COL_VG_3_a(i,1)+8/9*D_C_Mn_vf_COL_VG_3_a(i,1);
      end
   end

end

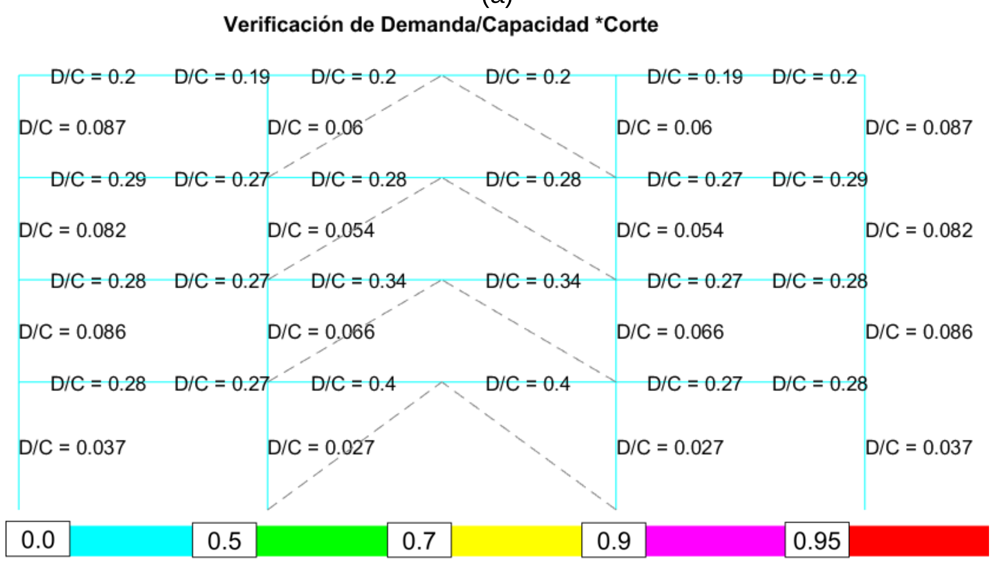
%% Dibujos de Demanda/Capacidad
dibujo_Demanda_Capacidad_Flexo_Compresion_V2(X,Y,NI,NJ,D_C_Flexo_Comp
r_COL_VG_3_a);
dibujo_Demanda_Capacidad_Cortante_V2(X,Y,NI,NJ,D_C_Vn_vf_COL_VG_3_a);
```

Figura 56 Código de CEINCI-LAB

Los resultados de Demanda/Capacidad con las combinaciones de carga reemplazando al sismo por el caso i del diseño por capacidad se tienen en la figura 57 y es posible apreciar que esta relación es mayor a 1 en las vigas de los vanos en los que convergen las diagonales, esto quiere decir que es probable que la rótula plástica se de en la viga y no en las diagonales, esto implica que no se disipe la energía sísmica como se espera en este tipo de sistema estructura.



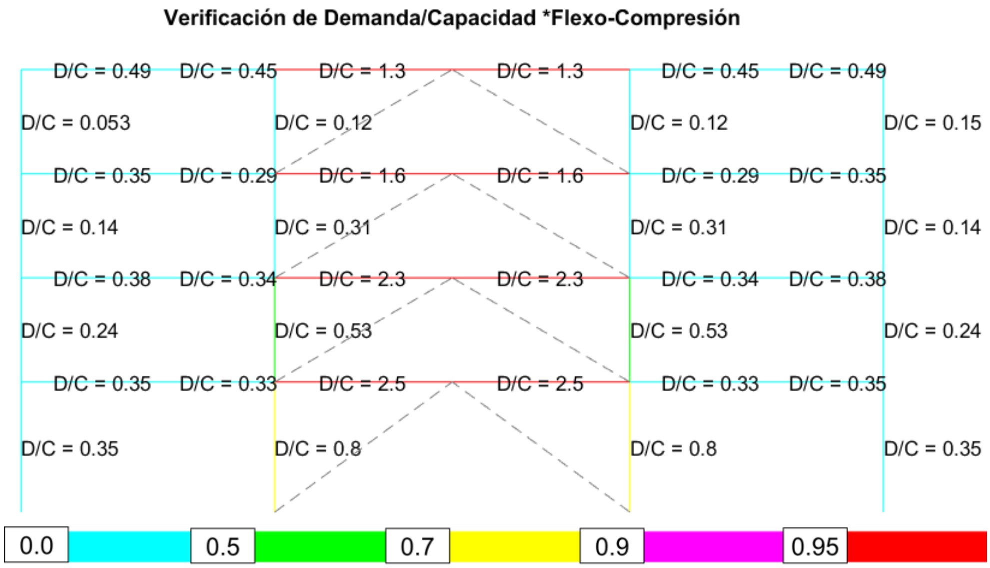
(a)



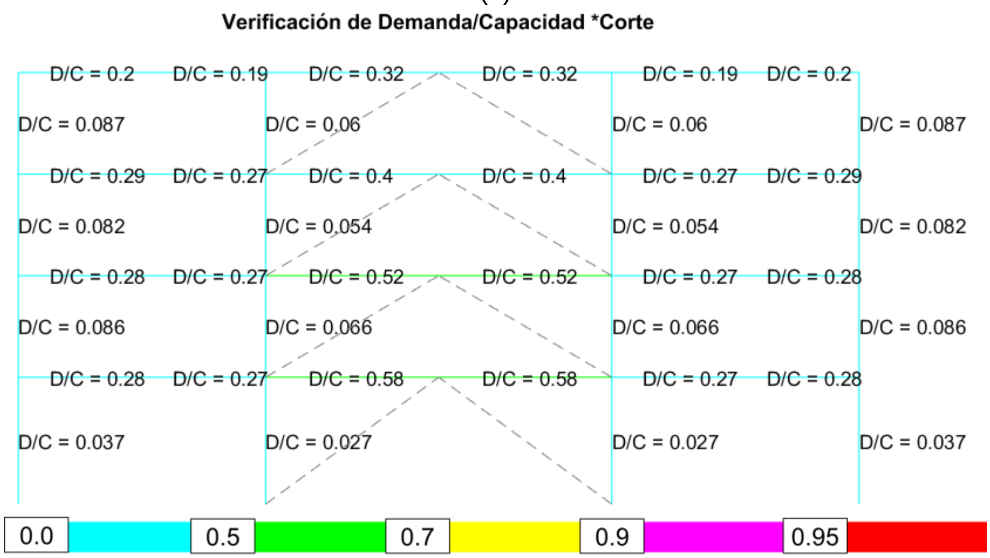
(b)

Figura 57 a) Demanda vs Capacidad a Flexo-Compresión; b) Demanda vs Capacidad a Corte

Cuando se asume que las diagonales a compresión llegan a su máxima capacidad y que en los siguientes ciclos de carga su capacidad es limitada al 30% entonces se tiene las relaciones Demanda vs Capacidad indicadas en la figura 58. Es posible observar que este las combinaciones de carga asumiendo como el efecto del sismo al caso ii del diseño por capacidad es más crítico para las vigas donde convergen las diagonales, esto se debe a que el desbalance en los nudos de las vigas es mayor.



(a)



(b)

Figura 58 a) Demanda vs Capacidad a Flexo-Compresión; b) Demanda vs Capacidad a Corte

Para finalizar el diseño por capacidad se debe calcular la relación columna fuerte y viga débil en base a los momentos plásticos nominales y verificar que se cumpla la relación de la ecuación 21.

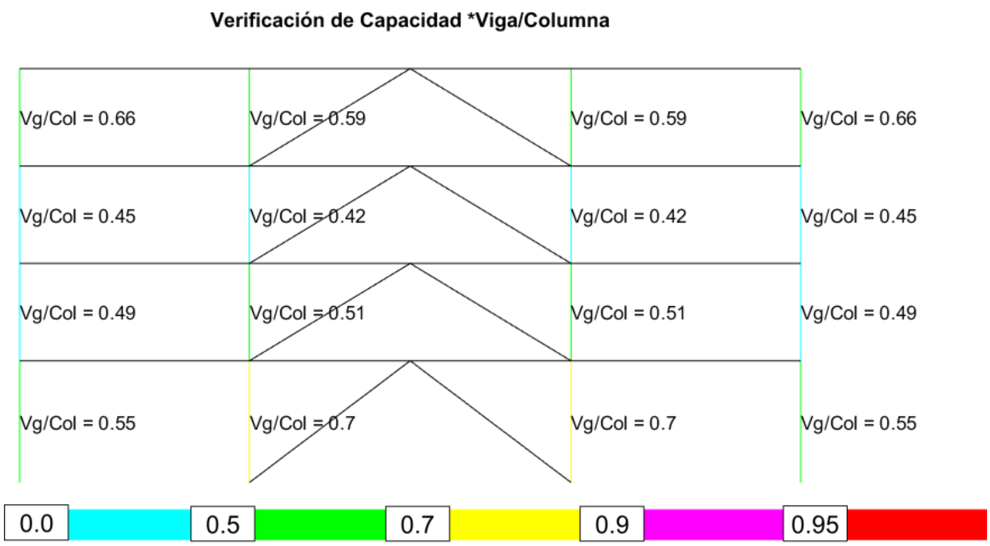
Código del programa principal, parte 21:

```
%% Verificación de la Conexión Viga - Columna
for i=1:2
   for j=1:nudt
```

```
        for oi=1:6
         A1=Envolvente{1,i}(j,oi);
         A2=Envolvente_omega{1,i}(j,oi);
         A3=Env_COL_VG_Capacidad_a{1,i}(j,oi);
         A4=Env_COL_VG_Capacidad_b{1,i}(j,oi);
Envolvente_Paxial_Col_Crit{1,i}(j,oi)=max([A1 A2 A3 A4]);
         end
    end
end

[sum_M_col,sum_M_vg,Capacidad_Vg_Col]=conexion_viga_columna_VG_Diag_
Art(Fy,Fu,coseno,nr,nudcol,X,Y,NI,NJ,L,Z_ELEM,Seccion,Elem_Tipo_Prop2,Sec_
VG_COL,Fuerzas_Elementos_CM,Fuerzas_Elementos_CV,Envolvente_Paxial_Co
l_Crit,num_viga);
dibujo_Capacidad_Viga_Columna(X,Y,NI,NJ,Capacidad_Vg_Col)
```

(a)



(b)

Figura 59 a) Código de ***CEINCI-LAB***; b) Relaciones Viga.

Para evaluar el diseño del pórtico con configuración de diagonales en X del múltiple piso la secuencia de funciones y datos es igual solo cambian los vectores **mar** y **marv** como se muestra en la figura 60.

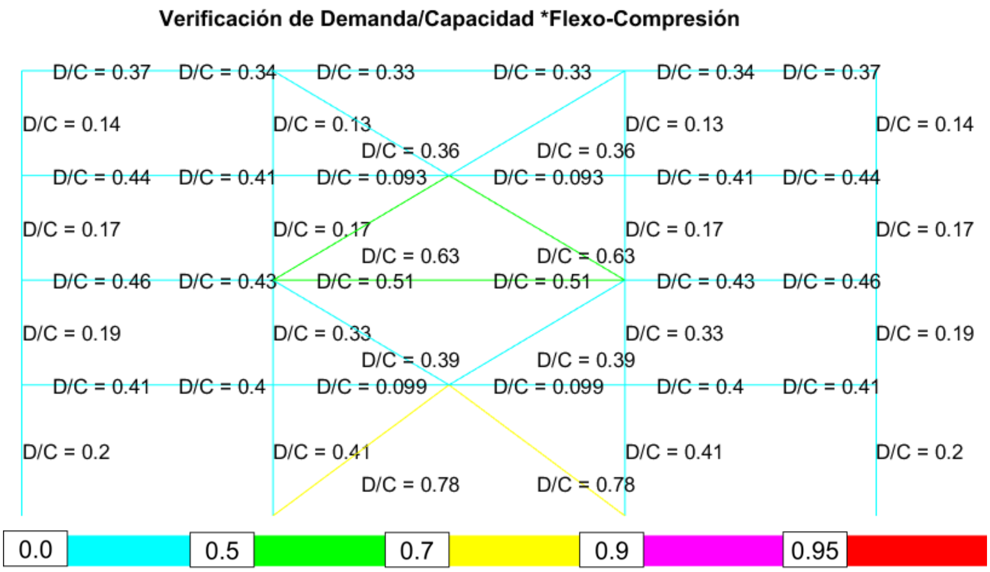
Código del programa principal, parte 1:

```
mar = [2;8];% Diagonales en forma de V invertida
marv=[5;11]; % Diagonales en forma de V
```

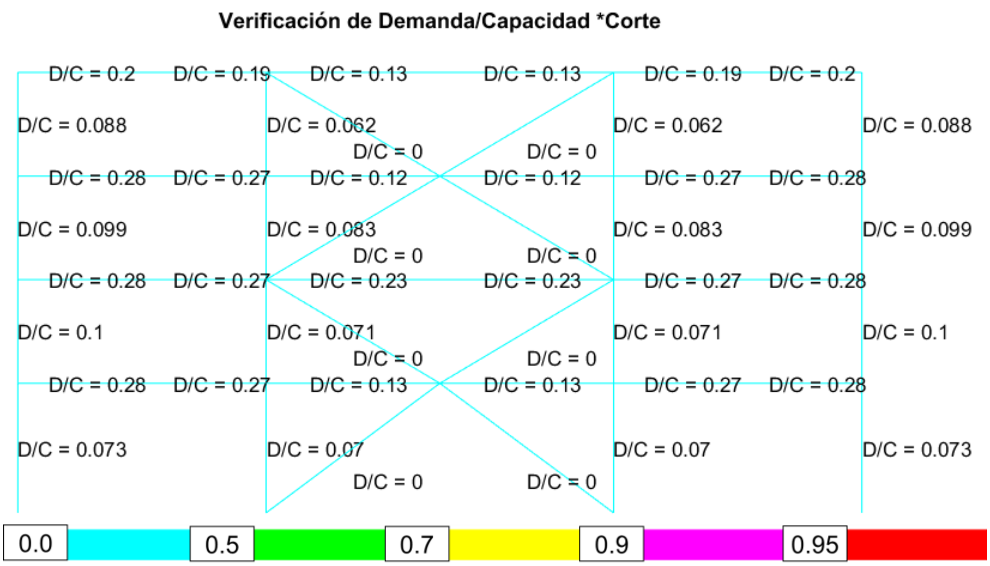
Figura 60 a) Código de ***CEINCI-LAB*** para diagonales en X de múltiple piso.

El análisis es similar y las respuestas en la mayoría de caso de carga también e incluso en los análisis de derivas debido a que la rigidez lateral tiene una variación menor a 1% entre los pórticos con V invertida respecto a X de múltiples pisos al usar las mismas secciones de elemento.

Para el análisis convencional con las combinaciones de carga muerta, viva y sismos acordes a la NEC-15 muestra que la demanda versus la capacidad de los elementos es menor a 1.



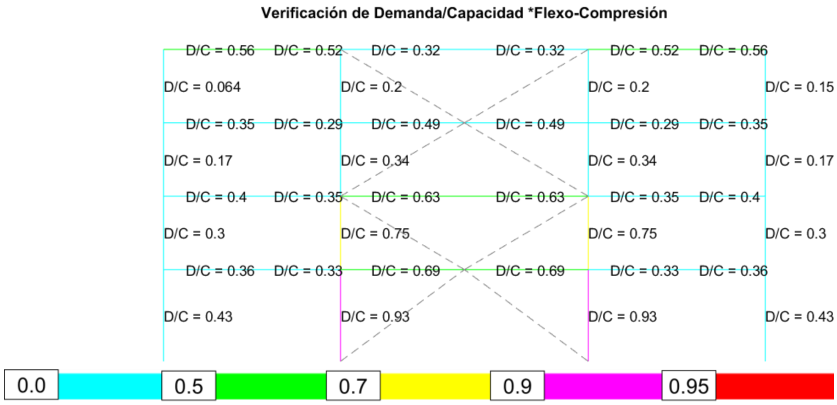
(a)



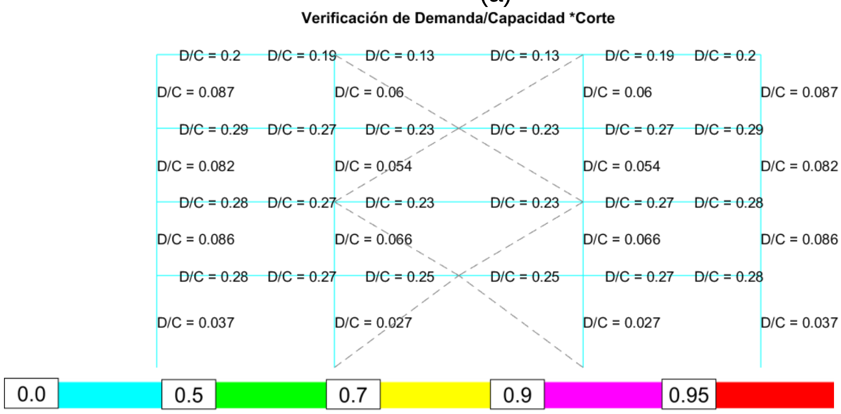
(b)

Figura 61 a) Demanda vs Capacidad a Flexo-Compresión; b) Demanda vs Capacidad a Corte

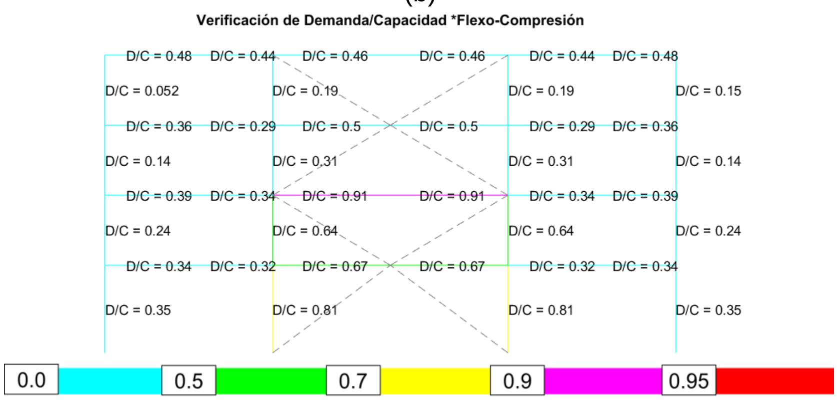
Al analizar el diseño por capacidad en los casos i y ii se puede observar que las demandas en las vigas disminuyen considerablemente e incluso se corrobora que estas secciones de columnas y vigas son adecuadas para el pórtico a diferencia de lo que ocurre en la configuración en V invertida.



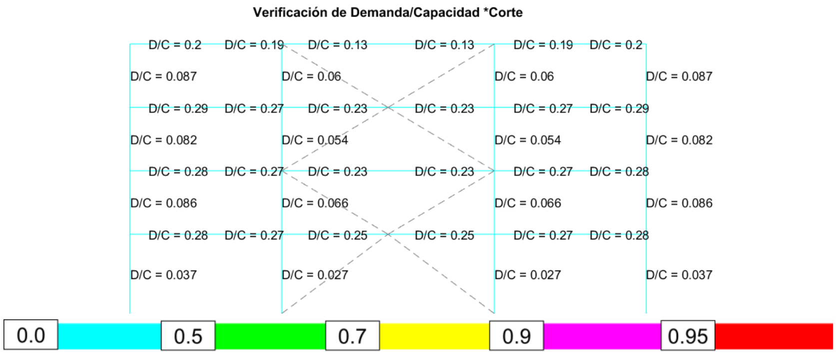
(a)



(b)



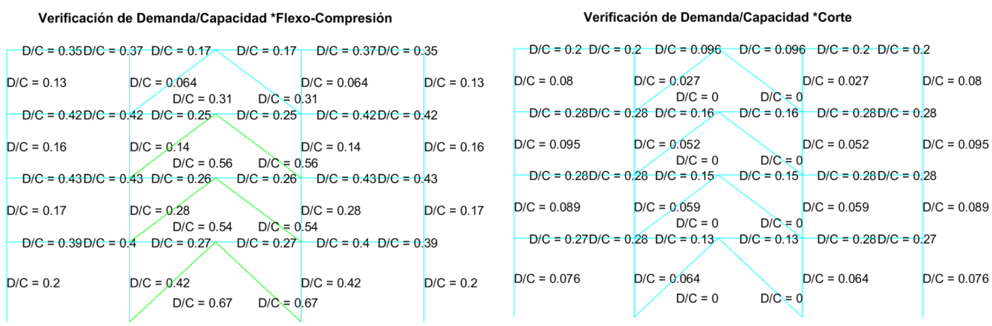
(c)



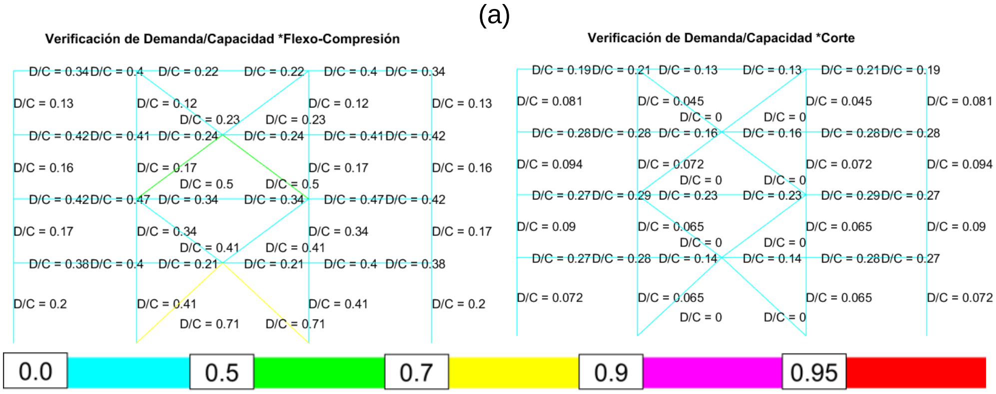
(d)

Figura 62 a) Demanda vs Capacidad a Flexo-Compresión caso i; b) Demanda vs Capacidad a Corte caso i; c) Demanda vs Capacidad a Flexo-Compresión caso ii; d) Demanda vs Capacidad a Corte caso ii.

Con CEINCI-LAB también es posible evaluar que pasa con el diseño cuando las conexiones de las vigas son a momento, para ello las rutinas y la secuencia de programación es igual y únicamente se alteran las funciones que tienen la palabra **_Articuladas** al final. Para el análisis convencional con las combinaciones de carga muerta, viva y sismo, acorde a la NEC-15, se muestra que la demanda versus la capacidad de los elementos es menor a 1 en ambas configuraciones de diagonales (figura 63).



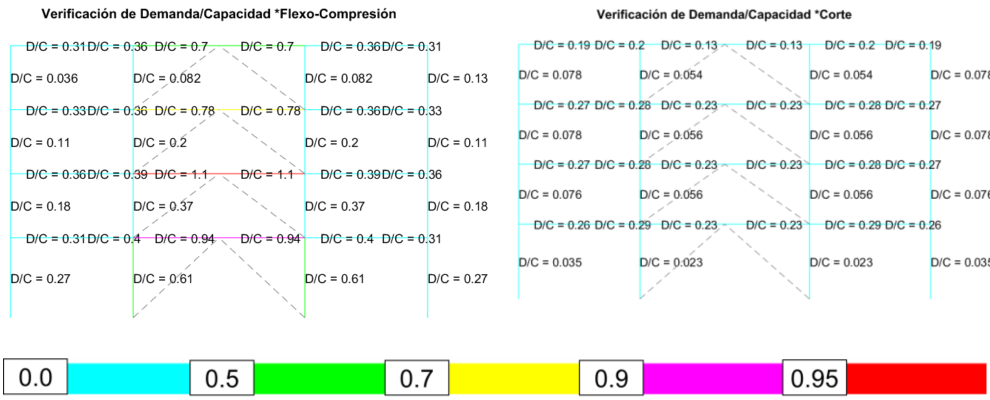
(a)



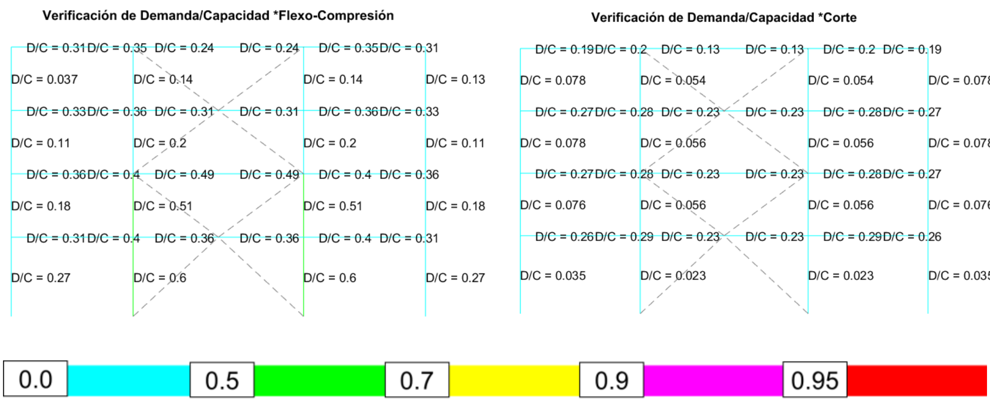
(b)

Figura 63 a) Demanda vs Capacidad a Flexo-Compresión y corte en V invertida; b) Flexo-Compresión y corte en X de múltiples pisos.

Para el caso i del diseño por capacidad se tiene:



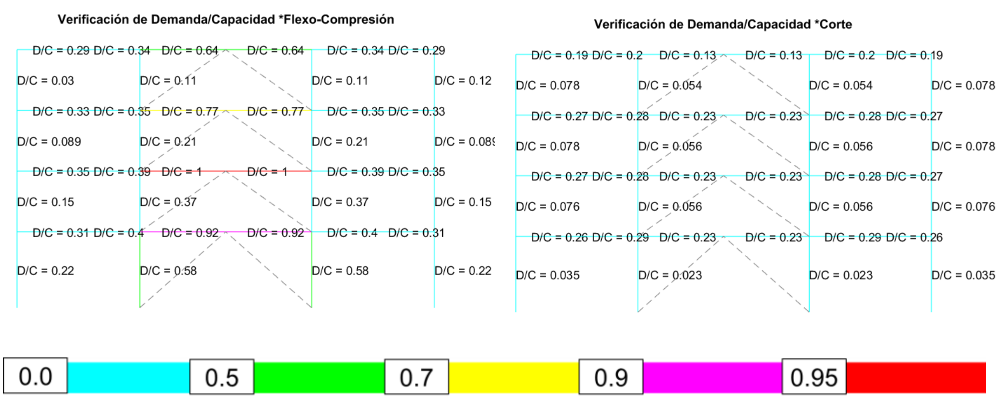
(a)



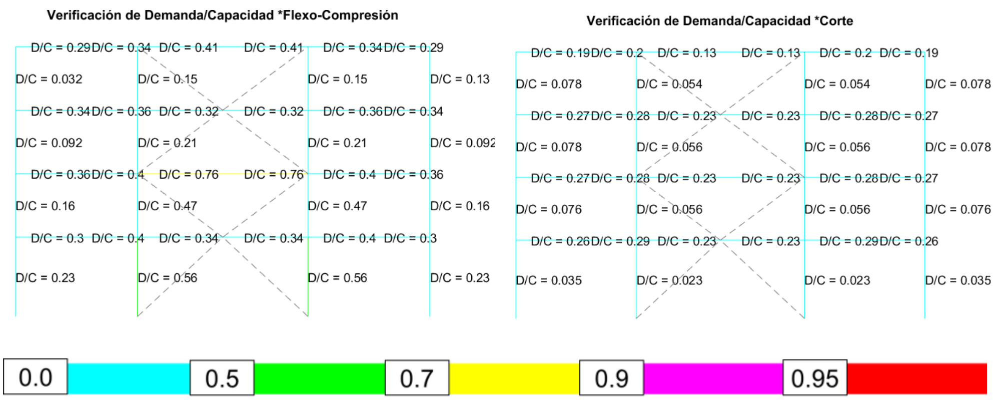
(b)

Figura 64 a) Demanda vs Capacidad a Flexo-Compresión y corte en V invertida; b) Flexo-Compresión y corte en X de múltiples pisos.

Para el caso ii del diseño por capacidad se tiene:



(a)



(b)

Figura 65 a) Demanda vs Capacidad a Flexo-Compresión y corte en V invertida; b) Flexo-Compresión y corte en X de múltiples pisos.

Al comprobar la relación de la capacidad de las vigas respecto a las columnas se tiene:

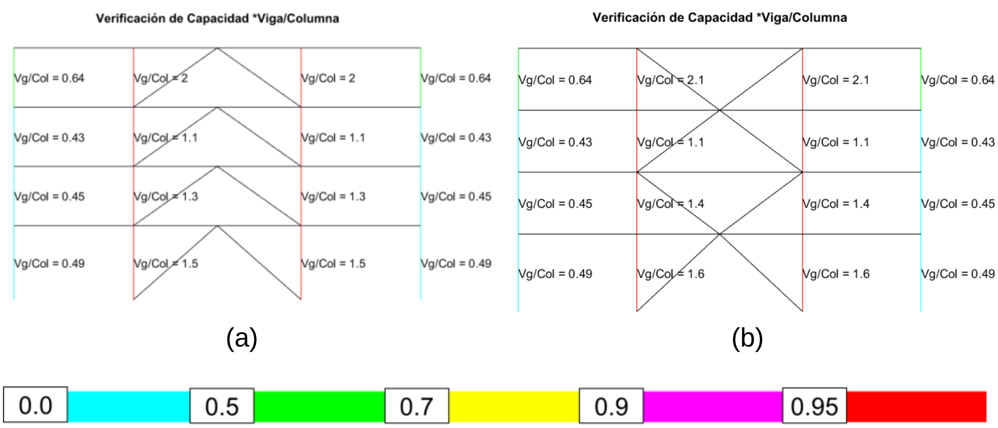


Figura 66 Relación de la capacidad de las vigas/columnas: a) Configuración V invertida; b) Configuración en X de múltiples pisos.

7. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

Este articulo presenta de manera detallada las nuevas funciones del sistema de computación ***CEINCI-LAB*** para análisis y diseño de pórticos de acero con arriostramientos concéntricos. También se detalla la aplicación y secuencia de cálculo para que el usuario puede visualizar la relación del análisis matricial en la ingeniería civil, conociendo el origen de las solicitaciones y como se determina la capacidad de los elementos.

La inclusión de arrostramientos concéntricos en un pórtico permite elevar la rigidez de la estructura, esto implica reducción de desplazamientos y derivas, además se redistribuye las solicitaciones de columnas y vigas en las diagonales, no obstante, se debe cuidar que el diseño asegure un comportamiento de

diagonal débil, viga fuerte y columna más fuerte, para que la disipación de energía sísmica se de en las riostras y prácticamente el resto de elementos se mantengan elásticos.

En los análisis presentados se puede mencionar que los estados de carga críticos son los relacionados con las máximas fuerzas esperadas en las riostras, tanto en tracción y compresión (caso i) como cuando se pierde capacidad a compresión debido a pandeo (caso ii).

La configuración de V invertida genera grandes demandas en las vigas del vano que convergen las diagonales, en especial en el caso ii del diseño por capacidad. Este escenario se soluciona al colocar las diagonales en X de múltiples pisos, manteniendo las ventajas que supone aumentar la rigidez en el pórtico.

La conexión en la viga, del vano en el cual se coloca riostras, es muy importante para el comportamiento estructural del pórtico. En el caso de conexión que permita la rotación en el extremo de la viga los momentos en la viga son importantes, pero representa una ventaja debido a que las columnas no requieren de mayores secciones debido a que la viga no trasmite momentos que puedan afectar a las columnas. En el caso de conexiones rígidas en las vigas, se tiene un escenario en el cual se permite que el diagrama de momento en la viga distribuya solicitaciones en la parte superior e inferior de la viga, no obstante, esto trasmite momentos a las columnas y puede ser que no se cumpla con el principio de viga débil versus columna fuerte y se requiera de secciones más robustas en columnas.

REFERENCIAS

Aguiar, R. (2008). *Análisis Sísmico de Edificios.* Quito : Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército.

Aguiar, R. (2017 a). "No se acepta el diseño por ductilidad. Caso del Edificio Fragata que incursionó en el rango no lineal", *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras,* **Vol 22. 3,** 327-391.

Aguiar, R. (2017 b). *Microzonificación Sísmica de Quito* (2 ed.). 179 pp. Quito: IPGH.

Aguiar, R., Cagua, B., & Pilatasig, J. (2019). Nuevas funciones del sistema ***CEINCI-LAB*** para análisis sísmico espacial. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, 24*(3), 259-276.

Aguiar, R., Cagua, B., & Pilatasig, J. (2020). *Pushover con Acoplamiento de* ***CEINCI-LAB*** *y OpenSees.* Barcelona: A.H. Barbat.

Aguiar, R., Cagua, B., & Pilatasig, J. (2020). Pushover con el acoplamiento de ***CEINCI-LAB*** con OpenSees. *Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria (CIMNE)*.

Aguiar, R., Cagua, B., Pilatasig, J., & Zambrano, E. (2019). Interface for ***CEINCI-LAB*** and new functions. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, 24*(2), 167-199.

Aguiar, R. (2020), *Análisis Matricial de Estructuras con **CEINCI-LAB***. Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE y Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí ULEAM, **Vol. 1,** 585 p.

AISC (2010). Comentarios ANSI/AISC 360-10 para construcciones de acero. Asociación Latinoamericana del acero Alacero, Santiago de Chile.

AISC/ANSI. (2016). *AISC/ANSI 360-16 Specification for Strcutural Steel Building.* Chicago: American Institute of Steel Construction.

AISC/ANSI. (2016). *ANSI/AISC 341-16 Seismic Provisons for Strutural Steel.* Chicago: American Institute of Steel Construction.

AISC/ANSI. (2016). *ANSI/AISC 358-16 Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.* Chicago: American Institute of Steel Construction.

ASCE/SEI. (2016). *ASCE 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.* Virginia: American Society of Civil Engineers.

Bruneau, M., Uang, C., & Sabelli, R. (2011). *Ductile design of steel structures.* McGraw-Hill.

Cagua, B., Aguiar, R., Pilatasig, J., & Mora, D. (2020). Acoplamiento de OpenSees con ***CEINCI-LAB*** para análisis estático no lineal. Primera parte: reforzamiento sísmico con diagonales de acero. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, 25*(3), 367-420.

Crisafulli, F. (2018). *Diseño sismoresistente de estructuras de acero.* Mendoza: Asociación Latinoamericana del Acero - Alacero.

De Buen López de Herredia, O. (2004). Diseño de Estructuras de Acero Construcción Compuesta. México.

ERN (2012), *Microzonificación sísmica del distrito metropolitano de Quito: Estudio de la amenaza sísmica a nivel local.* Programa para la reducción de riesgos urbanos. Distrito Metropolitano de Quito.

Guerra M. (2015), *Diseño sismo resistente de edificios de acero utilizando ETABS y NEC 2015*.

Herrera, M., Parra, K., Palacios, P., Palacios, P., Olmedo, J., Cagua, B., ... & Palma, D. (2019). Análisis sísmico espacial de estructuras reforzadas con diagonales de acero utilizando CEINCI-LAB. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, *24*(4), 343-363.

Pilatasig J., Cagua B., Aguiar R., Vaca F., (2020), "Generación automática y análisis de estructuras de hormigón armado con ***CEINCI-LAB***", *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, 25*(3), 421-443.

NEC–SE–AC, Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *Estructuras de Acero.* Quito: Dirección de Comunicación Social MIDUVI.

NEC-SE-CG, Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *Cargas (No Sísmicas).* Quito: Dirección de Comunicación Social MIDUVI.

NEC-SE-DS, Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *Peligro Sísimico-Diseño Sismo Resistente.* Quito: Dirección de Comunicación Social MIDUVI.

NEC-SE-HM, Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *Estructuras de Hormigón Armado.* Quito: Dirección de Comunicación Social MIDUVI.

Sangurima K., (2013), *Programa MIZOSIQ y la microzonificación sísmica de Quito,* Tesis de Ingeniería Civil. Escuela Politécnica del Ejército, 172 p., Quito.

Tapia, E., Tena, A (2013). Diseño sísmico de marcos de acero contraventeados: Parte 1: recomendaciones de diseño. *Revista de Ingeniería Sísmica.*

Tapia, E., Tena, A. (2013). Diseño sísmico de marcos de acero contraventeados. Parte 2: Evaluación de la metodología. *Revista de Ingeniería Sísmica*.

Tapia, E., Martínez, R. (2017). Carga Axial de Diseño De Columnas De Marcos Con Contraviento Concéntrico. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, *17*(1).